

École polytechnique de Louvain

Dimensionnement de poutres mixtes combinant profil acier et plancher CLT

Auteur: **Cédric LÉONARD**

Promoteurs: **Catherine DONEUX, Olivier VASSART**

Lecteurs: **François HANUS, Jean-François RONDEAUX**

Année académique 2019–2020

Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

Je tiens à remercier particulièrement ma promotrice Catherine Doneux et M. François Hanus pour leurs précieux conseils et leurs claires explications qui m'ont permis de mener à bien l'étude du sujet de mon mémoire.

Je remercie mes promoteurs Catherine Doneux et Olivier Vassart pour leurs avis sur l'écriture du mémoire.

Je tiens aussi à remercier M. François Hanus pour sa réactivité dans les échanges de mail et de m'avoir fourni une liste d'articles pour entamer les recherches scientifiques sur le sujet du mémoire.

Je remercie aussi Julien Geno avec qui j'ai pu m'entretenir et qui s'est montré disponible et enthousiaste sur le sujet.

Enfin je remercie ma famille et mes amis qui m'ont soutenu et encouragé.

Table des matières

1	Introduction	1
1.1	Première approche du sujet	4
1.1.1	Poutres mixtes acier/CLT actuellement dans la société . . .	4
1.1.2	Intérêts du sujet de ce mémoire	5
1.2	Qu'est-ce que le CLT ?	9
1.3	Qu'est-ce qu'une poutre mixte ?	13
1.4	"Slim floor"	15
1.4.1	Définition	15
1.4.2	Utilisation de panneaux CLT	16
2	Comment faire les connexions acier/CLT	26
2.1	Types de connexion	26
2.1.1	"Gang nail plate"	26
2.1.2	Visserie	28
2.1.3	Comparaison de connecteurs mécaniques et un assemblage à base de boulons ensevelis de ciment	32
2.1.4	Combinaisons d'éléments connecteurs et assemblage avec boulons précontraints	42
2.1.5	Comparaison de plusieurs idées de connexions innovantes . .	52
2.1.6	Connexion avec une couche de béton	61
2.2	Calcul de connexion	62
2.2.1	Document 1	64
2.2.2	Document 2	67
2.3	Conclusion	71
3	Étude numérique	73
3.1	Structure comparée	73
3.1.1	Descriptions principales	74
3.1.2	Arrangement de la structure	74
3.1.3	Simplification apportée	76
3.1.4	Charges appliquées	77

3.1.5	Critères de dimensionnement	77
3.2	Dimensionnement du CLT	79
3.2.1	Transport	83
3.3	Dimensionnement des connecteurs	87
3.3.1	Influence du diamètre	89
3.3.2	Influence de la longueur	92
3.3.3	Influence de la classe de résistance	94
3.4	Dimensionnement du profilé en acier	95
3.4.1	Aucune connexion	96
3.4.2	Connexion complète	97
3.4.3	Connexion partielle	101
3.5	Étude comparative	118
3.5.1	Plancher	120
3.5.2	Profilés	120
3.5.3	Hauteur du plancher	121
3.5.4	Poids de la structure	122
3.5.5	Nombre de vis	125
3.5.6	Volume de spray	127
3.5.7	Note supplémentaire	129
4	Conclusion	132
A	Dimensionnement du panneau CLT	136
A.1	Cas de charges	138
A.2	Calcul ELU	140
A.3	Calcul ELS	147
A.3.1	ELS CT (Court Terme)	148
A.3.2	ELS LT (Long Terme)	153
A.4	Calcul RF (Résistance au Feu)	155
A.5	Effort tranchant maximal dans la connexion rotulée	160
B	Dimensionnement du connecteur	164
C	Dimensionnement en non-mixte	170
C.1	Résistance à l'ELU	170
C.2	Critères de flèche à l'ELS	174
C.3	Protection au feu	175
C.3.1	Calculs pour une poutre non protégée	176
C.3.2	Calculs pour une poutre protégée	182

D	Dimensionnement en mixte complet selon l'Eurocode 4	184
D.1	Résistance à l'ELU	186
D.1.1	Contraintes dues à la flexion et effort tranchant	186
D.1.2	Contrainte de cisaillement	194
D.2	Flèches à l'ELS	199
D.3	Résistance au feu	200
E	Dimensionnement en mixte partiel selon la méthode Gamma	201
E.1	Calcul de la rigidité de la poutre	203
E.2	Calcul des contraintes	207
E.2.1	Calcul de contraintes dues au moment fléchissant	207
E.2.2	Calcul des contraintes de flexion à long terme	210
E.2.3	Calcul des contraintes de cisaillement vertical dues à l'effort tranchant maximal	212
E.3	Résistance des connecteurs	213
E.4	Calcul de flèches aux états limites de service.	214
E.5	Résistance au feu	216
E.6	Réduction du nombre de connecteurs.	216
F	Bâtiment de référence non-simplifié en mixte acier/CLT	220
F.1	Plancher CLT	220
F.2	Profilé en acier pour les poutres mixtes longues de 7m	222
F.3	Profilé en acier pour les poutres mixtes longues de 14m	223
F.4	Profilé en acier pour les poutres longues de 6m	226
G	Images supplémentaires	228

Liste des figures

1.1	Panneaux LVL [3]	2
1.2	Panneaux CLT [4]	2
1.3	Mjösä Tower (Norvège) [7]	3
1.4	Brock Commons (Canada) [6]	3
1.5	6 Orsman Road	4
1.6	Curtain Place	4
1.7	Google London	5
1.9	Propriétés mécaniques des panneaux CLT.	10
1.8	Structure d'un panneau CLT à 5 couches [21].	11
1.10	Logos de PEFC et FSC.	12
1.11	Représentation d'une poutre constituée de 2 corps solides, non- connectés à gauche et joints totalement à droite.[34]	13
1.12	Poutres mixtes usuelles.[35]	14
1.13	Coupe longitudinale dans la poutre mixte et représentation idéale des déformations dans la section.[34]	14
1.14	Schéma utilisé pour l'étude des poutre mixtes.[34]	15
1.15	Détails d'un "slim floor"[37].	16
1.16	Propagation des fumées d'un étage à l'autre.	18
1.17	Comparaison d'acier nécessaire selon les portées du plancher. ¹ . . .	19
1.18	Comparaison des fondations nécessaires selon les portées du plancher.	20
1.19	"Slim floor" avec panneaux CLT.	21
1.20	Détail coin supérieur.	21
1.21	Cas simple de "slim floor" avec panneaux CLT.	21
1.22	Pose de béton pour une meilleure connexion et remplissage du vide.	22
1.23	Hypothèse de connexion du CLT à la semelle supérieure de la poutre.	23
1.24	Ajout d'un composant en bois.	23
1.25	Léger gain de longueur du panneau CLT en insérant le composant en bois après la mise en place du panneau CLT.	24
1.26	Poutre en acier en T inversée, connectée aux panneaux CLT.	25
2.1	Gang nail plate [42]	27
2.2	Schéma de l'expérience menée.	27

2.3	Allure du déplacement horizontal en fonction de la force appliquée.	28
2.4	Systèmes comparés pour l'étude des planchers mixtes acier/CLT. . .	29
2.5	Graphe du déplacement horizontal des étages des 2 structures comparées. ²	29
2.6	Configuration des expériences menées.	30
2.7	Caractéristiques des connecteurs.	30
2.8	Déformation des assemblages en fonction du chargement parallèle (a) ou perpendiculaire (b) à la fibre externe du CLT.	31
2.9	Résultats expérimentaux.	31
2.11	Photo pour donner un aperçu des "dog screw", tirée de l'article présenté.	34
2.10	Caractéristiques des connexions étudiées.	34
2.12	Disposition des assemblages expérimentés.	35
2.13	Représentation des 3 modèles de rupture.	36
2.14	Glissement relatif entre l'acier et le CLT selon le chargement.	37
2.15	Chiffres caractérisant le comportement des connecteurs tirefonds. .	37
2.16	Glissement relatif entre l'acier et le CLT selon le chargement.	38
2.17	Chiffres caractérisant le comportement des connecteurs "dog screw".	38
2.18	Chiffres caractérisant le comportement des connecteurs "poche de ciment".	39
2.19	Glissement relatif selon la taille des boulons.	40
2.20	Glissement relatif selon la largeur de la poche de ciment.	40
2.21	Glissement relatif selon la classe de résistance des boulons.	40
2.22	Modèle proposé pour le comportement des connexions mixtes acier/CLT.	41
2.23	Tableau des valeurs à insérer dans le modèle analytique.	41
2.24	Disposition des expériences menées pour évaluer le comportement des poutres.	43
2.25	Agencement des expériences.	44
2.27	Valeurs caractéristiques des assemblages. ³	46
2.26	Évolution du comportement des assemblages en fonction de la force appliquée avec (a) 2× vis 12mm (b) 2× vis 12 mm + GNP (c) 2× vis 16mm (d) 2× vis 16 mm + GNPs. ⁴	46
2.28	Rupture par cisaillement de roulement.	47
2.29	Évolution du comportement de l'assemblage avec colle + vis en fonction de la force appliquée.	48
2.30	Répartition des contraintes sur la hauteur des poutres acier/CLT (a) vis (b) vis et colle.	49
2.32	Valeurs caractéristiques des assemblages.	50
2.31	Évolution du comportement des assemblages en fonction de la force appliquée avec (a) 2× boulons 12mm (b) 2× boulons 16mm.	50

2.33	Paramètres à introduire dans la formule 2.1.	51
2.34	Représentation d'une plaque de cisaillement [49].	53
2.35	Les différents assemblages proposés [47].	55
2.37	Tableau reprenant une estimation des principales propriétés mécaniques à partir des expériences et les valeurs d'espacement requises entre les assemblages.	58
2.36	Graphes illustrant les résultats expérimentaux. ⁵	58
2.38	Graphes comparant les flèches des planchers mixtes utilisant les différents connecteurs.	60
2.39	Représentation de la structure.	61
2.40	Résistance à l'arrachement, formule vs résultats expérimentaux. . .	66
2.41	Dimensions des vis et tirefonds utilisés pour définir les formules à l'arrachement.	68
2.42	Dimensions des vis et tirefonds utilisés pour définir les formules à l'enfoncement ⁶	68
3.1	Représentation 3D de la structure étudiée.	74
3.2	Vue en plan de la structure.	75
3.3	Plancher collaborant Cofraplus60.	76
3.4	Vue en plan de la structure acier/CLT.	77
3.5	Critères de flèches stipulées dans l'Eurocode 5.	78
3.6	Connexions rotulées courantes entre panneaux CLT sur leur longueur. .	80
3.7	Connexions rotulées entre 2 panneaux CLT.	80
3.8	Connexions rigides entre 2 panneaux CLT.	81
3.9	Récapitulatif des dimensions autorisées pour le transport en position horizontale.	84
3.10	Transport horizontal.	84
3.11	Représentation du plancher de 30m de long constitué de 3 panneaux CLT bout à bout.	86
3.12	Modélisation de l'assemblage entre le CLT et le profilé en acier. . .	88
3.13	Tableau récapitulatif du dimensionnement de vis en faisant varier le diamètre.	90
3.14	Graphes donnant la résistance d'une paire de vis en fonction de leur diamètre.	91
3.15	Graphes donnant la résistance totale de paire de vis sur 3,5m.	92
3.16	Tableau récapitulatif du dimensionnement de vis en faisant varier la longueur.	93
3.17	Graphes donnant la résistance d'une paire de vis en fonction de leur longueur.	94
3.18	Graphes donnant la résistance d'une paire de vis en fonction de leur classe de résistance.	95

3.19	Déformations dans la section d'une poutre mixte en fonction de son degré de connexion.	96
3.20	Valeurs récapitulatives du dimensionnement du profilé en acier. . .	96
3.21	Assemblage du profilé en acier et du CLT avec plaque métallique et colle à base de résine[48]	98
3.23	Schéma de la poutre mixte étudiée et sa distribution de contraintes.	99
3.22	Diagramme contrainte-déformation du CLT en compression.	99
3.24	Définition schématique de largeur effective[34].	100
3.25	Schéma de la poutre mixte étudiée selon la méthode Gamma et la distribution type des contraintes.	102
3.26	Illustration des interconnexions qui se cachent derrière la formule 3.5. Ici le paramètre de départ est l'espacement "s" entre les connecteurs.	105
3.27	Graphe donnant la force de cisaillement à reprendre en fonction de la distance qui sépare les paires de vis (d est constant).	106
3.28	Graphe donnant la force de cisaillement à reprendre en fonction du diamètre des vis ($s = 4 \cdot d$).	106
3.29	Configuration des 4 vis sur la largeur de la poutre.	108
3.30	Représentation de la poutre étudiée.	109
3.31	Valeurs des contraintes à l'ELU court terme dans le CLT ou dans l'acier en fonction de γ_3 . ⁷	111
3.32	Graphes représentant l'évolution des contraintes maximales selon le degré de connexion.	112
3.33	Valeurs de l'effort de cisaillement en fonction de γ_3	113
3.34	Graphe montrant l'évolution de l'effort de cisaillement maximal à reprendre pour une paire de vis en fonction de γ_3	114
3.35	Calcul des flèches à court et long terme en fonction de γ_3	114
3.36	Évolution de la flèche maximale à long terme selon le degré de connexion γ_3	115
3.37	Graphe donnant la rigidité effective de la poutre mixte en faisant varier γ_3 , les autres paramètres sont pris comme constants	115
3.38	Graphe reprenant la variation du degré de connexion γ_3 en fonction de l'espacement entre les connecteurs s.	116
3.39	Graphe reprenant l'évolution du degré de connexion γ_3 en fonction du module de glissement k_u pour plusieurs valeurs de s.	117
3.40	Graphe comparant la masse totale des planchers des structures étudiées.	123
3.41	Proportion des masses de CLT ,d'acier et de béton dans les structures comparées.	124
3.42	Représentation de la surface du CLT couverte de spray isolant contre le feu.	128

3.43	Graphique comparant les volumes de spray ignifuges en fonction de la structure étudiée.	128
A.1	Diagramme des moments afin de déterminer le positionnement des rotules.	137
A.2	Propriétés mécaniques des panneaux CLT.	138
A.3	Distribution des charges permanentes.	138
A.4	Lignes d'influence pour déterminer où charger le plancher afin d'avoir le moment le plus contraignant.	139
A.5	Distribution des charges variables à l'ELU.	140
A.6	Coefficients à appliquer dans les différentes formules combinant les charges.	141
A.7	Réactions aux appuis pour les calculs à l'ELU.	142
A.8	Graphes des moments et des efforts tranchants dans le plancher. . .	143
A.9	Désignation des dimensions de la section transversale du CLT . . .	145
A.10	Lignes d'influence pour déterminer les distributions de charges les plus contraignantes pour les appuis.	147
A.11	Distribution des charges à l'ELS.	148
A.12	Réactions aux appuis pour les calculs à l'ELS CT.	149
A.13	Graphes des moments et des efforts tranchants dans le plancher. . .	150
A.14	Représentation des paramètres à utiliser pour la méthode Gamma. .	152
A.15	Réactions aux appuis pour les calculs à l'ELS LT.	155
A.16	Réactions aux appuis pour les calculs sous charge accidentelle. . . .	156
A.17	Vitesses de carbonisation des couches d'un panneau CLT.	158
A.18	Ligne d'influence pour connaître l'effort tranchant maximal dans les connexions rotulées.	161
A.19	Réactions aux appuis pour la poutre soumise uniquement aux charges variables comme représentées.	161
A.20	Réactions aux appuis de la poutre soumise aux charges permanentes et variables afin de déterminer l'effort tranchant maximal dans les rotules.	161
B.1	Représentation de la connexion acier-CLT.	164
B.2	Distribution du moment et de l'effort tranchant le long d'une poutre isostatique chargée uniformément sur sa longueur.	167
B.3	Espacements minimums entre les connecteurs dans la surface du CLT.	168
B.4	Récapitulatif des valeurs trouvées pour définir la résistance des paires de vis de 14mm de diamètre, longues de 160mm et de classe de résistance 4.6. ⁸	169
C.1	Illustration des paramètres définissant une poutre en I.	171

C.2	Réactions aux appuis et moment fléchissant dans une poutre simple.	171
C.3	Aire de la poutre résistant à l'effort tranchant.	173
C.4	Valeurs des réactions aux appuis du panneau CLT soumis aux charges accidentelles.	176
C.5	Valeurs de $k_{y,\theta}$ en corrélation avec la température de l'acier.	178
C.6	Représentation schématique des valeurs calculées ci-dessus.	179
C.7	Graphes illustrant la variation de la chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température.	180
D.1	Schéma de la poutre mixte étudiée.	185
D.2	Représentation de la section équivalente avec le graphe des contraintes de flexion dans le domaine élastique.	187
D.3	Récapitulatif des valeurs obtenues afin de déterminer la raideur équivalente $((EI)_{eq})$ de la poutre mixte. ⁹	188
D.4	Récapitulatif des valeurs de contraintes normales dans la section pour un calcul élastique.	190
D.5	Représentation de la poutre mixte équivalente et du graphe des contraintes associées pour un calcul élasto-plastique.	191
D.6	Valeurs des contraintes normales de flexion sur la hauteur de la poutre mixte en calcul élasto-plastique.	194
D.7	Résultats intermédiaires permettant de trouver l'axe neutre et le moment résistant de la poutre mixte.	194
D.8	Raisonnement pour déterminer l'effort de cisaillement à reprendre par les connecteurs.	195
D.9	Valeurs des contraintes normales de flexion sur la hauteur de la poutre mixte en calcul élasto-plastique.	196
D.10	Résultats intermédiaires permettant de trouver l'axe neutre de la section équivalente et la force de compression dans la dalle lorsque le moment maximal est appliqué à la poutre mixte.	196
D.11	Efforts de cisaillement sur la hauteur de la poutre mixte.	198
E.1	Définition des valeurs caractéristiques de la poutre IPE 400.	202
E.2	Configuration de la poutre mixte étudiée.	203
E.3	Schéma fourni par proHolz pour calculer γ_1	206
E.4	Espacements minimums entre les connecteurs dans le CLT.	206
E.5	Récapitulatif des valeurs obtenues pour déterminer la rigidité de la poutre mixte.	207
E.6	illustration des contraintes dans la poutre mixte.	207
E.7	Récapitulatif des valeurs nécessaires au dimensionnement de la poutre mixte à l'ELU à long terme.	212

E.8	Récapitulatif des valeurs obtenues pour les calculs de flèches à court terme (CT) et à long terme (LT).	215
E.9	Représentation de la poutre étudiée.	217
E.10	Résultats intermédiaires pour définir le nombre de paires de vis le long de la poutre (d=15mm, l=210mm et classe de résistance : 8.8).	218
E.11	Contraintes au centre de la poutre mixte à l'ELU court terme.	218
E.12	Résultats des calculs de flèches.	219
F.1	Combinaisons de charges possibles.	221
F.2	Représentation de la poutre chargée à l'ELU et son diagramme des efforts internes.	223
F.3	Résultats à l'ELU court terme.	224
F.4	Représentation de la poutre chargée à l'ELS et son diagramme des efforts internes à court terme.	225
F.5	Poutre de 14m étudiée par tranches avec son effort tranchant maximal et son effort de flexion maximal en travée.	226
F.6		227
G.1	Résultats obtenus pour le dimensionnement de la poutre mixte partielle acier/CLT de 7m dans le bâtiment de référence simplifié lorsqu'elle est soumise aux charges en intérieure du bâtiment.	230
G.2	Résultats obtenus pour le dimensionnement de la poutre mixte partielle acier/CLT de 7m dans le bâtiment de référence non-simplifié lorsqu'elle est soumise aux charges en intérieure du bâtiment.	230

Liste des tableaux

3.1	Panneaux nécessaires en toiture et en intérieur en fonction des travées à franchir.	87
3.2	Tableau donnant une idée des portées atteignables selon le profilé en acier lorsqu'il n'y a pas de connexions entre le plancher et la poutre.	97
3.3	Tableau donnant une idée des portées atteignables des poutres mixtes à connexion complète selon le profilé en acier utilisé.	101
3.4	Rapport entre la résistance des paires de vis et l'effort qu'elles doivent reprendre en fonction de leur diamètre (et si elles sont espacées de la distance minimale requise).	107
3.5	Nombre de vis nécessaires le long de la poutre en fonction du nombre de rangées de vis, de leur classe de résistance et de l'espacement entre elles pour une longueur de vis constante ($l=210\text{mm}$).	109
3.6	Tableau montrant les différentes portées que l'on peut atteindre selon le profilé en acier utilisé.	118
3.7	Tableau reprenant les principales comparaisons.	119
3.8	Masse par unité de longueur pour les profilés que l'on retrouve dans le tableau 3.7.	123
3.9	Tableau reprenant le détail du nombre réduit de vis nécessaires pour la structure mixte acier/CLT non-simplifiée (C.P.N-S.).	126
3.10	Tableau reprenant le détail du nombre réduit de vis nécessaires pour la structure mixte acier/CLT simplifiée (C.P.).	127
3.11	Tableau comparatif des nouveaux profilés avec leurs équivalents initiaux.	130
E.1	Caractéristiques principales du profilé IPE400.	202

Résumé

Ce mémoire purement théorique a pour but d'étudier la faisabilité de poutres mixtes combinant un profil en acier et un plancher en bois lamellé croisé (CLT). Cette technique de construction est inspirée des poutres mixtes "traditionnelles" qui utilisent un profilé en acier et une dalle de béton et qui ont déjà fait leurs preuves dans les bâtiments multi-étagés. Si on arrive à utiliser cette technique en substituant le béton par un produit dérivé du bois, on peut alors s'attendre à un meilleur bilan écologique, une réduction du poids de la structure, plus de préfabrication et la possibilité de démonter/réutiliser la structure.

De récentes recherches ont été menées sur les connexions possibles entre des profilés en acier et des panneaux CLT afin d'étudier leurs potentiels dans la construction mixte. J'expose donc les principales conclusions qui en ont été tirées.

Ensuite, je dimensionne un bâtiment de bureaux sur plusieurs étages à l'aide de poutres mixtes acier/CLT en fonction de leur degré de connexion (inexistant, partiel ou complet). Ces résultats mènent finalement à la comparaison des structures en mixte acier/CLT et en mixte "traditionnel".

This thesis is purely theoretical and aims to study the constructability of composite beams made up of a steel profile and a slab in Cross Laminated Timber (CLT). This principle is based on composite beams made up of a steel profile and a concrete slab which are more efficient than the conventional steel beams supporting the concrete slab. If we are able to replace the concrete by a timber product in the composite beam, then we can expect a better environmental impact, a lighter structure, more prefabricated elements and the possibility to disassemble and reuse the structure.

Recently, searches were carried on the different possibilities to connect steel profiles to CLT panels in order to see if there are workable in composite structures. I summarize the main conclusions in this thesis.

Then, I design a multi-storey office building using composite beams in steel and CLT, depending on the efficiency of their connection (inexistent, partial or complete). Those results lead finally to a comparative study between CLT-steel composite structures and a concrete-steel composite structure.

Chapitre 1

Introduction

Un des défis de la société actuelle est d'intégrer le plus possible de matériaux qui se veulent écologiques dans le monde de la construction. En effet, un des problèmes qui fait beaucoup parlé de lui aujourd'hui et dont le monde est au courant depuis longtemps est le réchauffement climatique engendré par la pollution de notre planète et le rejet intempestif de CO_2 dans l'atmosphère. La construction est directement liée à ce problème puisqu'en effet, les chiffres aux Etats-Unis montrent qu'elle est responsable à elle-seule de 47% des émissions de CO_2 et, plus de 8% des émissions de gaz à effet de serre sont liés à la production des 2 matériaux principaux : le béton et l'acier [1]. L'acier représente environ 3% de ces émissions et le béton en représente plus de 5%. Il serait donc intéressant de pouvoir construire en évitant d'utiliser du béton. Cependant, il est difficile de le concurrencer puisque c'est un matériau très bon marché, que l'on se procure très facilement et qui s'est avéré être très efficace accompagné d'acier. Effectivement les immeubles construits ces dernières dizaines d'années ne sont faits presque exclusivement que d'acier et de béton.

En Belgique, beaucoup de maisons sont construites en ossature bois mais il est encore peu fréquent de trouver un bâtiment de plus de 2 étages construit en bois [2]. Cependant les mentalités changent partout dans le monde et la demande de construction en bois se fait grandissante, pour des raisons écologiques ou pour des raisons esthétiques.

Pour répondre à ces demandes et offrir la possibilité de construire des bâtiments multi-étages en bois, de nouvelles méthodes d'utilisation du bois ont été étudiées et sont maintenant en vente libre sur le marché. Il s'agit principalement du bois lamellé collé (connu depuis longtemps), le LVL (Laminated Veneer Lumber) représenté à la figure 1.1 et le CLT (Cross Laminated Timber) représenté à la figure 1.2. C'est ce dernier produit qui est traité au long de ce mémoire. Il sera expliqué en détail sous la section 1.2.



Figure 1.1 – Panneaux LVL [3]



Figure 1.2 – Panneaux CLT [4]

Grâce aux progrès techniques développés, il est maintenant possible de construire des bâtiments de plusieurs étages. Les pays du nord de l'Europe et le Canada en ont déjà construits quelques-uns. La Norvège détient actuellement le récent record du bâtiment en bois le plus haut [5] (voir figure 1.3). Ce bâtiment résidentiel de 18 étages pour une hauteur totale de 85,4 mètres a été inauguré en mars 2019. Son squelette et son revêtement sont tous deux faits de bois. Les colonnes, les poutres et le système de contreventement constitué de grandes diagonales sont tous faits à partir de bois lamellé-collé (suffisamment larges pour répondre aux exigences de protection contre le feu). Les cages d'escaliers et d'ascenseurs sont faites à partir de panneaux CLT. Et les dix premiers étages sont faits d'éléments en bois préfabriqués (plancher en LVL). Ce n'est seulement que pour le plancher des 7 étages supérieurs qu'ils ont utilisé du béton en plus du LVL pour assurer la stabilité du bâtiment puisque plus le bâtiment est haut, plus il est sujet au balancement. Ce record était détenu auparavant par le Canada [6] avec un bâtiment de 14 étages pour une hauteur de 53 mètres, ouvert depuis mai 2017 (voir figure 1.4). Ce bâtiment quant à lui fait appel au béton pour les 2 noyaux centraux et la construction du rez-de-chaussée.



Figure 1.3 – Mjøsa Tower (Norvège) [7]



Figure 1.4 – Brock Commons (Canada) [6]

Le progrès technique autour de l'utilisation du bois ne s'arrête pas là. Plus récemment plusieurs études ont été faites afin d'utiliser les panneaux LVL et CLT en collaboration avec des poutres en acier. Le but est de reprendre le principe des poutres mixtes acier/béton (déjà bien connu et élaboré dans le monde de la construction) et de remplacer le béton par des panneaux en bois. Si la connexion entre les deux matériaux est suffisamment assurée, on peut alors étudier la poutre mixte comme la résultante des deux matériaux "collés" l'un à l'autre. Ceci pose justement le fondement même de ce mémoire. Ce principe est toujours en phase d'étude et mon rôle a été de voir ce qui avait déjà été publié sur ce sujet pour ensuite être capable d'étudier cette solution sur un bâtiment. Le but ultime étant de pouvoir comparer un plancher mixte traditionnel acier/béton avec un plancher acier/CLT et voir si cette nouvelle manière de construire un plancher peut véritablement aboutir.

Je vais donc dans un premier temps présenter un peu mieux le sujet et l'intérêt qu'il y a de l'étudier (section 1.1). Je présenterai le CLT (section 1.2), l'un des matériaux principaux de mon étude, l'autre étant l'acier déjà bien connu ; suivi d'une explication sur les poutres mixtes (section 1.3).

Ensuite, le chapitre 2 présentera les connexions déjà étudiées entre le CLT et l'acier et les différents résultats que les chercheurs en ont tirés. En fin de chapitre, je reprends également les quelques formules qui ont déjà été établies pour dimensionner un assemblage acier/CLT.

Enfin, le chapitre 3 reprend les résultats et analyses de mon étude calculatoire sur les poutres mixtes en acier/CLT. Je précise que pour parvenir à tous ces résultats, les démarches suivies sont expliquées en détails en Annexe. Finalement, ce chapitre se termine par une comparaison entre un bâtiment de bureaux conçu en mixte

acier/béton et ce même bâtiment dimensionné par mes soins en mixte acier/CLT (lorsque la connexion entre l'acier et le CLT est parfaite, partielle ou inexistante). Finalement je conclurai ce mémoire quant à la faisabilité d'un plancher mixte en acier/CLT et ses différents impacts (section 4).

1.1 Première approche du sujet

1.1.1 Poutres mixtes acier/CLT actuellement dans la société

Les poutres mixtes combinant un plancher CLT et un profil acier sont encore en phase d'étude. Il n'existe donc pas encore de normes définissant le dimensionnement de telles structures. Ce n'est pas pour autant que l'on ne voit pas encore de bâtiments hybrides utilisant ces 2 matériaux. En effet, on peut déjà voir l'édification de certains bâtiments alliant le plancher CLT et les poutres en acier mais ils ne sont pas pour autant dimensionnés selon l'utilisation de poutres mixtes. C'est le cas du bâtiment "6 Orsman Road" [8] et du bâtiment "Curtain Place" [9]. Ces 2 bâtiments, dessinés par le même bureau d'architecture, se situent dans Londres. Le premier est encore en construction tandis que le deuxième est construit depuis 2015.



Figure 1.5 – 6 Orsman Road



Figure 1.6 – Curtain Place

En continuant mes recherches sur les bâtiments hybrides qui utilisent des poutres en acier et un plancher CLT, j'ai également pu consulter le projet en construction du nouveau siège social de Google à Londres [10] qui compte utiliser cette structure pour une partie du bâtiment. Par contre pour ce projet, je ne saurais dire s'ils étudient le principe de poutres mixtes pour leurs planchers CLT.



Figure 1.7 – Google London

Tout ceci pour dire que cette manière de construire est encore très récente et donc peu présente dans les bâtiments actuels. De plus, il semble que le principe de poutres mixtes appliqués aux structures hybrides acier/CLT ne soit pas encore d'actualité.

1.1.2 Intérêts du sujet de ce mémoire

Les intérêts d'étudier la mixité acier/CLT sont nombreux. J'explique ci-dessous les principaux avantages que l'on obtient en remplaçant le béton par du bois dans la construction.

Impact écologique

Il y a tout d'abord l'aspect environnemental comme déjà cité en début d'introduction. En effet, le bois est un matériau qui pousse naturellement (donc aucune émission de CO_2 pour le "produire" (différent de le transformer)) et qui de plus absorbe le CO_2 grâce à la photosynthèse. Quand un arbre est transformé en bois de construction, le CO_2 absorbé reste stocké dans le bois durant tout le long de son cycle de vie tant que le bois n'est pas brûlé ou détérioré naturellement ; il reste alors une source de stockage de CO_2 . C'est pourquoi il est important de bien gérer les forêts et de réutiliser le bois. Il faut savoir que $1m^3$ de bois représente 1 à 1,6 tonnes de CO_2 stockées ; cela dépend de l'essence du bois, des méthodes de récolte et des méthodes de fabrications secondaires [11].

Si on compare avec le béton, nous verrons encore mieux l'intérêt d'utiliser le bois. En effet, la production de ciment nécessaire à fabriquer le béton est la partie la plus

polluante du processus [12] [13] [14] [15]. Afin de produire ce ciment, il faut dans un premier temps chauffer un mélange à 80% de calcaire ($CaCO_3$) et 20% d'argile environ. Pour atteindre le processus physico-chimique, appelé "clinkérisation", il faut chauffer le four à des températures importantes ($1450^\circ C$ atteints grâce à des flammes d'une température de $2000^\circ C$) et cela nécessite de brûler une grande quantité de combustible fossile. Pendant ce processus, le calcaire est alors transformé en chaux (CaO) accompagné d'émission supplémentaire (non négligeable) de dioxyde de carbone (CO_2). La fabrication d'une tonne de ciment revient à rejeter 0,9tonnes de CO_2 dans l'air.

Réduction du poids de la structure

Outre l'avantage écologique du bois (qui lui a valu le mérite qu'on s'y penche de plus près), il est également plus léger, de l'ordre de 4 fois plus léger que le béton. En Belgique, le bois en construction est principalement du bois résineux et plus précisément de l'Epicéa [2] dont la masse volumique varie entre 400 et 500 [kg/m^3] [16]. En ce qui concerne le béton, la masse volumique d'un béton traditionnel tourne autour de 2200 [kg/m^3] [17]. De plus, les panneaux CLT sont un produit dérivé du bois avec des performances techniques proches de celle du béton. L'épaisseur de bois requise pour obtenir une résistance équivalente à celle du béton n'est donc pas beaucoup plus élevée que la dalle de béton. Ces deux aspects entraînent donc la possibilité d'utiliser des sections d'acier plus petites pour les poutres et les colonnes (plus légères à leur tour) que pour la construction traditionnelle. Cette réduction de section est d'autant plus forte quand l'acier et le CLT travaillent en mixte. Cette économie de matière est aussi synonyme d'économie budgétaire.

La substitution du béton par du bois et l'utilisation de plus petits profilés entraînent alors automatiquement la réduction du poids propre de la structure pouvant entraîner une simplification et une réduction de la taille des fondations du nouveau bâtiment construit, entraînant à son tour une réduction de temps de préparation du terrain et réduisant ainsi la durée du chantier.

La réduction du poids propre de la structure est également intéressante quant à la résistance aux séismes [18] puisque les forces verticales initiales se voient réduites.

Préfabrication

La construction à l'aide de panneaux CLT a également l'avantage très intéressant de pouvoir fabriquer une grande partie du nouveau bâtiment en usine. La préfabrication des panneaux permet alors de réduire considérablement la durée du chantier (par une mise en place rapide) et tous les frais qui en découlent (location grue, mains d'œuvres, ...). Les panneaux CLT arrivent sur chantier et il n'y a "plus qu'à" les assembler comme un très grand puzzle. Le béton coulé sur place a l'inconvénient qu'il faut préparer la réception du béton (placer toutes les armatures

nécessaires dans la dalle), puis le couler tout en faisant attention à la planéité de la dalle et enfin il faut attendre que le béton prenne.

Réutilisation

Un quatrième intérêt possible est la réutilisation des matériaux. J'ai énoncé le fait que le bois stockait le CO_2 durant tout son cycle de vie. Si on venait à le brûler, il rendrait le dioxyde de carbone à l'atmosphère. Il est donc important d'étudier sa réutilisation pour conserver son avantage de stockage de CO_2 . Et cela tombe bien puisque les structures en acier/CLT sont facilement démontables si les méthodes de connexions entre ces 2 matériaux sont faites d'assemblages métalliques. On peut alors envisager de reprendre les poutres en acier et le plancher CLT en fin de vie du bâtiment pour les réutiliser dans la construction d'un nouveau bâtiment (attention tout de même à la résistance à la fatigue de ces matériaux). Pour ce faire il est important de conserver une trace des caractéristiques des matériaux utilisés à chaque endroit du bâtiment (telle que la limite d'élasticité des profilés en acier) pour voir si les éléments répondent aux critères de dimensionnement d'un bâtiment futur. Cette conservation d'informations est de plus en plus facilitée de nos jours avec l'arrivée et la diffusion à grande échelle du BIM dans le monde de la construction.¹ Je ne dis pas que cela se fera d'office mais au moins la technique étudiée a le mérite de proposer la réutilisation des 2 matériaux. Réutiliser des matériaux entraîne également des économies ; celui qui les achète les aura à un meilleur prix que ces mêmes matériaux neufs et celui qui les vend pour les réutiliser pourra en retirer plus que s'il les vend à la décharge (pour être recyclé).

Le caractère démontable ajoute également l'avantage que les panneaux CLT sont plus facilement remplaçables pendant la durée de vie du bâtiment si un problème survient avec un panneau. Si un incendie venait à survenir et détruire une partie du bâtiment, il serait alors envisageable de réparer la partie endommagée.

Si le bois n'est pas réutilisé après démolition du bâtiment, il peut tout de même servir de biocarburant. Cela reste plus écologique que d'utiliser des énergies fossiles puisque l'arbre aura stocké du CO_2 pendant sa croissance.

La construction traditionnelle à l'aide de béton et d'acier ne propose pas à ma connaissance de réutiliser les matériaux dans d'autres constructions. Ceci s'explique entre autre par la difficulté de dissocier le béton de l'acier qui sont 2 matériaux qui adhèrent très bien l'un à l'autre. Les nouvelles constructions demandent donc la production de nouveaux éléments de construction (qui émettent à nouveau des gaz

1. Le BIM (Building Information Model) est une récente manière de revoir la construction qui prône un meilleur partage des informations en utilisant à terme une maquette 3D unique pour tout le bâtiment. Cette maquette reprendra tout ce qui peut toucher au bâtiment : l'architecture, la structure, les techniques spéciales, ... il sera également précisé tout ce qui concerne les fournitures, pour n'importe quel objet, on connaîtra donc son producteur, ses caractéristiques, sa date de mise en place, les détails de maintenance...

à effet de serre).

L'acier a l'avantage d'être entièrement recyclable et de ce fait permet de réduire la pollution de l'air de 86% par rapport à la production d'une poutre en acier depuis le minerai de fer [19] (il y a également une économie de 75% d'énergie, de 40% d'eau et une réduction d'eau polluée à hauteur de 76%) . Mais recycler une poutre en acier consomme toujours plus de combustibles fossiles et pollue plus que si on utilise une poutre une seconde fois. D'ailleurs la réutilisation de poutres en acier commence à se faire, j'ai lu récemment un article à propos d'un bâtiment construit à l'aide de vis afin de pouvoir être désassemblé et réutilisé [20].

Comportement au feu

Une frayeur qui peut accompagner la construction en bois est sa résistance au feu. Certes le bois réagit moins bien que le béton face au feu mais il n'est pas mauvais pour autant. Son comportement reste prévisible [21] (il brûle de manière constante et ne se déforme pas) et présente un atout remarquable. En effet, lorsque le bois est soumis à un feu, sa couche extérieure se carbonise et protège l'intérieur ; la couche carbonisée ayant une conductivité thermique cinq fois moindre que le bois brut [2]. On retrouve ensuite, sous la couche carbonisée, la couche pyrolyse qui correspond au bois modifié chimiquement dû à l'élévation de sa température (200 – 300°C). En 3ème lieu vient alors la couche de bois encore intacte (dont la température ne dépasse pas 100°C). La résistance du bois au feu dépend donc essentiellement de la réduction de sa section et moins des modifications de ses propriétés techniques. Cet atout confère aux panneaux CLT produit par Stora Enso "une haute capacité de résistance au feu"(pour garder leurs mots) et a été avéré par plusieurs tests expérimentaux.

Flexibilité architecturale

Les exigences actuelles pour la construction de nouveaux bâtiments peuvent concerner l'utilisation de matériaux durables mais peuvent aussi demander d'assurer une certaine flexibilité architecturale permettant de réimaginer les espaces intérieurs durant la durée de vie du bâtiment. Pour ce faire, il faut une structure aérée et donc préférer de grandes portées entre les poutres. Les structures hybrides en acier/CLT sont capables de couvrir de grandes portées.

Esthétique

Enfin le dernier avantage présenté est à caractère subjectif si le bois est visible dans le bâtiment. Le bois est entre autre connu pour son côté chaleureux. Il est possible grâce à ce matériau de créer des espaces dans lesquels on se sent bien et qui soient propices au travail ou qui constituent des endroits où l'on se rend volontiers. Ce qui est un plus dans la construction de bâtiments de bureaux. Plusieurs articles

parlent du bien fait de l'architecture biophilique (construire en amenant la nature ou un rappel de la nature au sein du bâtiment). Par exemple, un article sur ce sujet est justement paru en octobre 2019 sur le site "Think Wood" [22] ("Putting Nature to Work : Biophilic Design a Boon for Corporate Culture"). On peut y lire que l'architecture biophilique (plus particulièrement la construction en bois dans le cas de ce document) a des bienfaits sur le moral des employés et sur la productivité. La CEO de Creaform qui travaille dans un bâtiment à structure en bois témoigne également que le bureau est plus perçu comme un espace de vie et que le bois apparent n'y serait pas pour rien. Les employés se sentiraient bien dans cet environnement puisque ça arrive fréquemment qu'ils travaillent plus tard sur place, qu'ils utilisent les équipements de fitness ou qu'ils prennent part aux activités sociales. Plus loin, on apprend que le bois apparent rend généralement les employés plus satisfaits, plus concentrés, plus optimistes, plus productifs, moins stressés et réduit l'absentéisme.

Donc, en plus de son caractère structurel, le bois est aussi propice à un environnement de bien-être, plus accueillant et encourage les employés à travailler efficacement.

Coûts

Il est compliqué de dire s'il y a un réel gain économique en substituant le béton à des panneaux CLT dans des structures mixtes. Il y a plusieurs économies déjà citées dans les paragraphes précédents, notamment un chantier qui dure moins longtemps, des fondations potentiellement moins profondes, une réduction d'acier qui fait partie des matériaux les plus chers sur un chantier et la revente des matériaux réutilisables une fois en fin de vie du bâtiment. Toutefois, le panneau CLT reste à un prix fort élevé comparé au béton.

Je ne peux donc pas affirmer qu'il y ait un réel avantage économique à utiliser du bois mais cette méthode de construction a le mérite d'être étudiée (au moins pour son coté écologique) et peut sans doute avoir des prix compétitifs.

Les aspects étudiés dans ce mémoire sont à caractère structurel mais il serait intéressant de regarder quels sont les confort thermiques et acoustiques qu'offrent un plancher CLT et voir si l'utilisation de panneaux CLT demande des protections supplémentaires.

1.2 Qu'est-ce que le CLT ?

Le CLT (cross laminated timber) est un produit dérivé du bois qui a fait son apparition en Autriche et en Allemagne dans le début des années 1990 [23]. Ces panneaux qui offrent de bonnes caractéristiques techniques peuvent être utilisés pour la construction de murs, de planchers ou bien de toitures. Leur utilisation

ne se limite pas à de petites structures, ils sont aussi maintenant utilisés dans la construction d'immeubles, comme je l'ai signalé au début de l'introduction.

Le CLT est un panneau massif constitué de plusieurs couches collées perpendiculairement les unes aux autres. L'orientation alternée de ses couches procure au CLT de relativement bonnes propriétés mécaniques dans les 2 sens. En général, ce panneau est constitué de 3, 5 ou 7 couches. Chacune de ces couches est formée de "lamelles" aboutées entre elles dans le sens de la longueur et collées dans le sens de la largeur. Pour une meilleure visualisation, une représentation de la structure d'un panneau CLT à 5 couches est disponible à la figure 1.8. Je fournis également en Annexe G la liste des panneaux développés par Stora Enso pour une meilleure compréhension de ce qui se fait [24].

Concernant les propriétés mécaniques du CLT, je reprends ci-dessous les valeurs utilisées par le logiciel de calcul (Calculatis) développé par le fabricant de panneaux CLT, Stora Enso [25]. Ces valeurs donnent déjà un bon aperçu des caractéristiques du CLT :

Caractéristiques des matériaux										
Matériau	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \text{ min}}$	$E_{0, \text{mean}}$	G_{mean}	$G_{r, \text{mean}}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Epicéa C24 ETA (2014)	24,00	14,00	0,35	21,00	2,40	4,00	1,25	12 500,00	690,00	50,00

Figure 1.9 – Propriétés mécaniques des panneaux CLT.

Le CLT se veut écologique puisqu'il s'agit d'un produit fait à partir de bois. Mais cette caractéristique est parfois remise en question suite à l'utilisation de colle que nécessite la fabrication des panneaux CLT. J'ai donc lu une thèse de Master concernant le cycle de vie des colles utilisées dans la construction en bois [26]. J'y ai, entre autre, appris les informations suivantes :

Le polyuréthane (PUR) est une colle exempte de formaldéhyde, approuvée dans le monde de la construction en bois. Cette colle est faite à base de méthyl-diphényle-diisocyanate afin de ne pas utiliser le formaldéhyde qui était utilisé dans les colles traditionnelles et qui avait un impact sur la santé des personnes exposées. Comparée à une colle traditionnelle, une plus petite quantité de polyuréthane est requise sans nécessiter l'ajout d'autres durcisseurs. Donc, dû à l'absence de formaldéhyde et une réduction de l'usage de colle, le PUR devrait être plus écologique que les colles traditionnelles. Mais en 2015, il n'existait pas encore d'études comparatives.

L'auteur de la thèse dit que le marché du polyuréthane est encore assez faible comparé aux colles traditionnelles. Cependant, le CLT qui est un produit encore nouveau est de manière générale assemblé à l'aide de colle polyuréthane.

Pour de plus amples explications, je vous invite à lire la thèse.

Un autre doute qui peut accompagner l'utilisation de panneaux CLT et de manière plus générale le bois, est lié aux éventuels problèmes de déforestation et

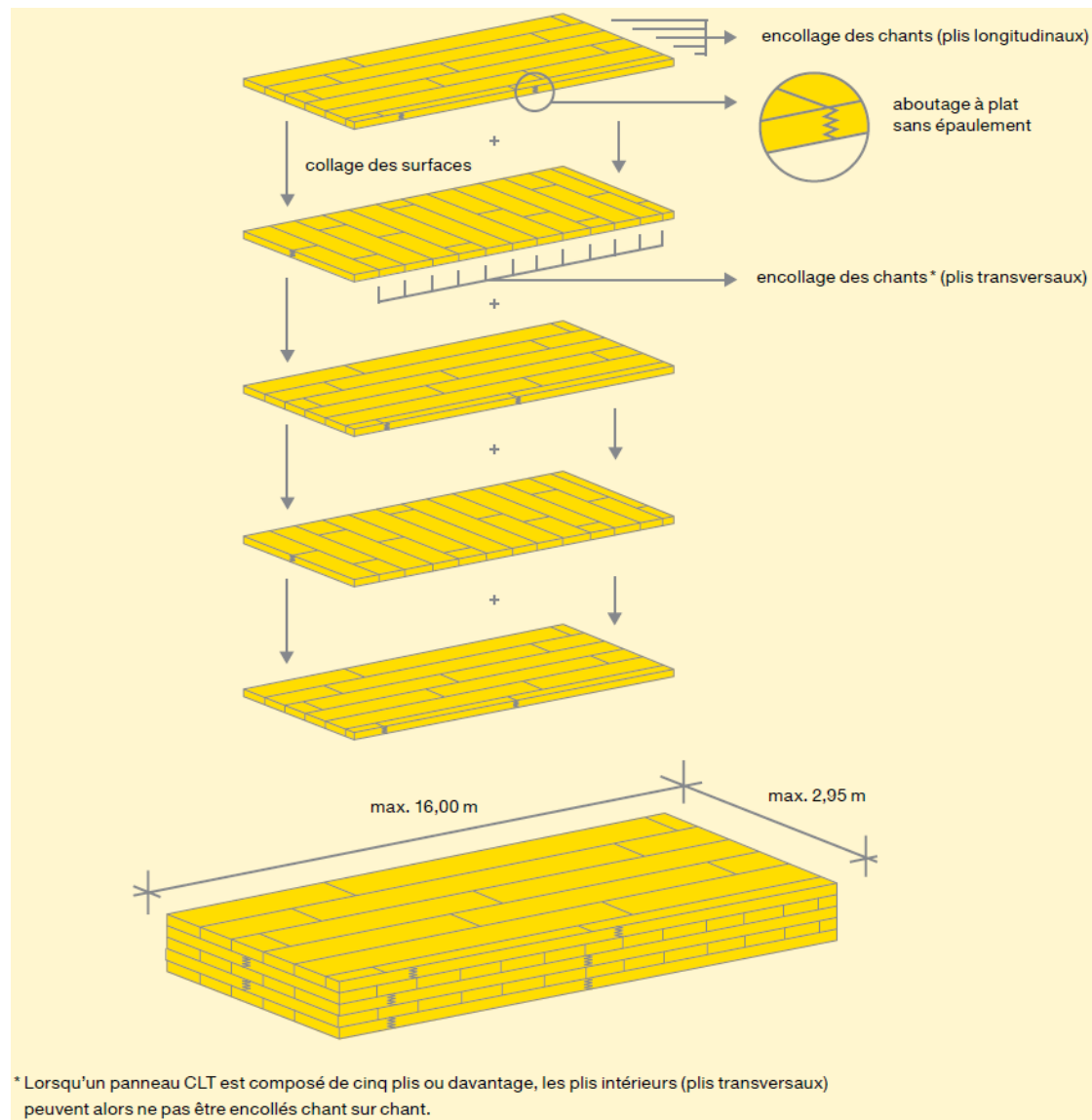


Figure 1.8 – Structure d'un panneau CLT à 5 couches [21].

de mauvaise gestion des forêts. Il est donc important de regarder que le bois fourni soit certifié PEFC. Cela veut alors dire que le bois provient de forêts qui sont gérées de manière durable [27]. Leur logo est disponible à la figure 1.10.

Une autre certification qui peut être intéressante est celle de FSC, qui s'assure d'une bonne gestion sociale, environnementale et économique des forêts [28]. Leur logo est également disponible à la figure 1.10.



Figure 1.10 – Logos de PEFC et FSC.

Quant au commerce et la fabrication du CLT, il est relativement aisé de s'en procurer en Europe puisque c'est sur ce continent qu'il a vu le jour et qu'il est maintenant relativement bien développé. Le top 5 des fabricants de CLT, qui devraient dominer le marché en 2019 à travers le monde [29] est le suivant :

1. Stora Enso
2. KLH
3. Binderholz
4. Mayr-Melnhof Holz Group
5. Hasslacher

Toutes ces sociétés sont européennes et les 3 premières sont établies un peu partout en Europe.

À présent, je reprends le nom de quelques entreprises belges qui fournissent des panneaux CLT car je juge que c'est toujours intéressant à savoir. De plus si l'on veut assurer le côté écologique de la construction grâce aux panneaux CLT, il est alors intéressant de connaître les fabricants qui sont proches de la région où l'on construit.

- Stabilame [30], fabricant de panneaux CLT (entre autre) et bureaux d'études, basé à Mariembourg.
- Laminated Timber Solutions [31], société de production et de construction à Marche-en-Famene.
- CLT WoodSystem [32], producteur de CLT à Liège.
- Boolk [33], fournisseur de CLT à Couthuin.

Il est toutefois à noter que le bois utilisé pour produire le CLT ne vient pas forcément de Belgique.

1.3 Qu'est-ce qu'une poutre mixte ?

Une poutre mixte "traditionnelle" est une poutre composée de 2 matériaux travaillant ensemble : un plancher en béton et un profilé en acier. S'ils sont bien connectés entre eux, on peut alors considérer la poutre comme l'ensemble des 2 éléments, ainsi qu'on peut le voir à gauche de la figure 1.11.

On remarque alors que les 2 matériaux qui travaillent ensemble confèrent à la poutre une plus grande inertie, ce qui équivaut à dire une meilleure rigidité. Cette augmentation d'inertie est synonyme d'une meilleure résistance de l'ensemble et d'une plus petite flèche. Cela veut donc dire que, si le plancher en béton participe à la capacité portante de la poutre, on peut atteindre de plus grandes portées en connectant soigneusement les 2 matériaux ou bien réduire la taille du profilé nécessaire en non-mixte (économie de matière et tout ce qui en découle : plancher plus fin, structure plus légère...).

Dans le cas de 2 matériaux superposés l'un sur l'autre et tous les deux de hauteur "h", l'inertie de l'ensemble sans connexion vaut : $I = 2 \cdot \frac{bh^3}{12}$.

L'inertie de l'ensemble joint de manière à éviter tout glissement entre les 2 matériaux vaut : $I = \frac{b(2 \cdot h)^3}{12} = 8 \cdot \frac{bh^3}{12}$.

L'inertie des 2 éléments connectés vaut donc 4 fois l'inertie des 2 éléments non-connectés. Si on compare la poutre de droite à la poutre de gauche de la figure 1.11, le fait de connecter les 2 éléments réduit la flèche de la poutre d'un facteur 4 et augmente la résistance d'un facteur 2.

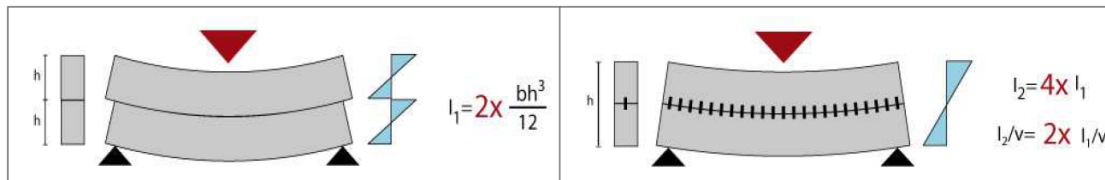


Figure 1.11 – Représentation d'une poutre constituée de 2 corps solides, non-connectés à gauche et joints totalement à droite.[34]

Les performances structurales des poutres mixtes dépendent directement du comportement des connexions. Il faut donc s'assurer que les connecteurs soient suffisamment rigides et résistants pour assurer la transmission de l'effort de cisaillement à l'interface des 2 matériaux (acier et béton).

En général, les poutres mixtes sont assemblées à l'aide de goudrons que l'on soude à l'acier et qui sont ensuite ensevelis dans la dalle de béton.

1.3. Qu'est-ce qu'une poutre mixte ?

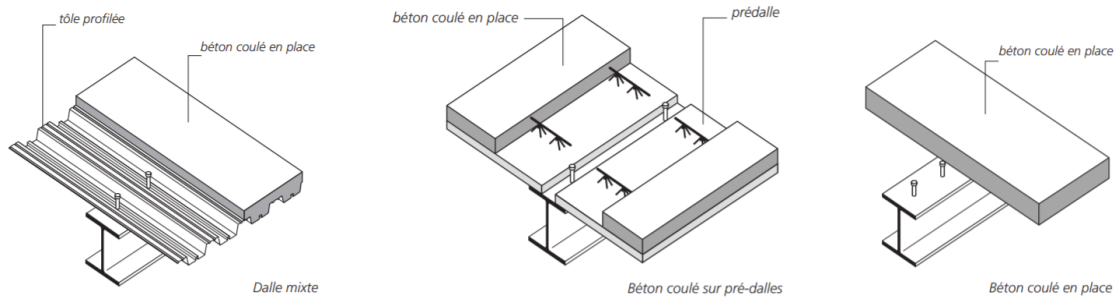


Figure 1.12 – Poutres mixtes usuelles.[35]

Une autre caractéristique des poutres mixtes, est l'utilisation du béton et de l'acier de manière à ce que le béton soit soumis à des efforts de compression (le béton a de bonnes propriétés mécaniques quand il est soumis à la compression mais ne résiste que très peu à la traction (souvent négligé)) et l'acier soumis aux efforts de traction (l'acier résiste bien en traction mais l'acier élancé est sensible au flambement par flexion [35]). On dispose alors le béton au-dessus de la poutre et l'acier en-dessous puisque les poutres en flexion sont comprimées dans le haut et étirées dans le bas, comme le laisse paraître la figure 1.13.

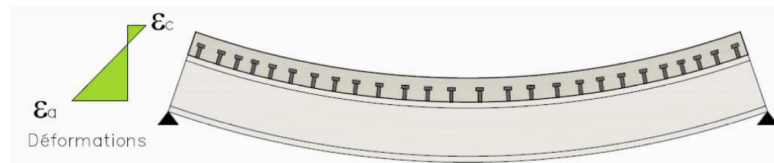


Figure 1.13 – Coupe longitudinale dans la poutre mixte et représentation idéale des déformations dans la section.[34]

Enfin, tout le plancher ne participe pas à la résistance de la poutre mais une section de plancher seulement est prise en compte. La largeur du plancher qui participe aux calculs de résistance est dénommée largeur effective (b_{eff}). L'allure de la poutre étudiée est représentée à la figure 1.14 :

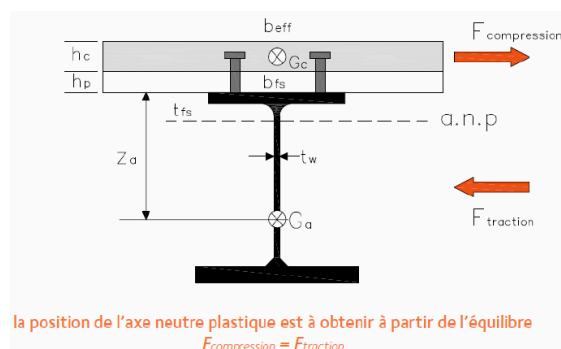


Figure 1.14 – Schéma utilisé pour l'étude des poutres mixtes.[34]

Depuis quelques années maintenant, le système de plancher intégré est également utilisé en construction. Il s'agit d'ensevelir en grande partie la poutre en acier dans le plancher en béton. Cette technique de construction fait l'objet de la section 1.4.

Finalement, le but de ce mémoire est d'utiliser le principe de poutres mixtes en utilisant des panneaux CLT au lieu du béton. Il faut donc voir si les panneaux CLT sont capables de reprendre les contraintes de compression que l'on retrouve dans les poutres mixtes et surtout, il faut voir si les connexions entre l'acier et le CLT sont capables de reprendre les efforts de cisaillement à l'interface des matériaux. On notera que le CLT a un avantage sur le béton : il a de bonnes propriétés mécaniques en traction ; donc si il venait à y avoir une partie du CLT soumise à la traction au cours du dimensionnement en mixte, on ne négligera pas la hauteur tendue du CLT.

1.4 "Slim floor"

1.4.1 Définition

Le système "slim floor" consiste à intégrer les poutres d'acier dans le plancher (en béton) (voir figure 1.15). Ce système notamment proposé par ArcelorMittal [36] comprend de nombreux avantages. Cela permet avant tout de réduire l'épaisseur des planchers. Cette réduction permet alors aux architectes d'augmenter la hauteur sous-plafonds de chacun des étages ou d'augmenter le nombre d'étages pour une même hauteur totale du bâtiment ou encore de réduire la hauteur totale du nouveau bâtiment. Des planchers plus fins entraînent des propositions d'architecture supplémentaires comme cités ci-dessus et peuvent entraîner avec eux des économies financières. L'intégration des poutres en acier dans le plancher assure également une protection naturelle de l'acier contre le feu et la corrosion. En effet, ce sont 2 points auxquels il faut faire attention lors de la construction d'un bâtiment comprenant ce matériau. Grâce à cette technique, il n'est alors pas nécessaire de protéger les

contours de la poutre attenants directement au béton. Il est également possible d'obtenir des résistances au feu de 60 minutes sans même appliquer de protection à la semelle inférieure du profilé (seul contour en contact direct avec l'air).

Un troisième avantage des poutres intégrées au plancher est qu'il est plus facile de faire passer les équipements techniques (câbles électriques, canalisations, climatisation,...) sous le plafond car il n'y a désormais plus de retombées de poutres dans le chemin.

Enfin, un avantage supplémentaire est la possibilité de fabriquer des planchers à épaisseurs variables. Dans le cas de 2 portées différentes de part et d'autre d'une poutre, l'épaisseur nécessaire de béton pour faire le plancher peut varier ; la technique du "slim floor" permet alors d'assurer une continuité pratique et élégante des 2 planchers.

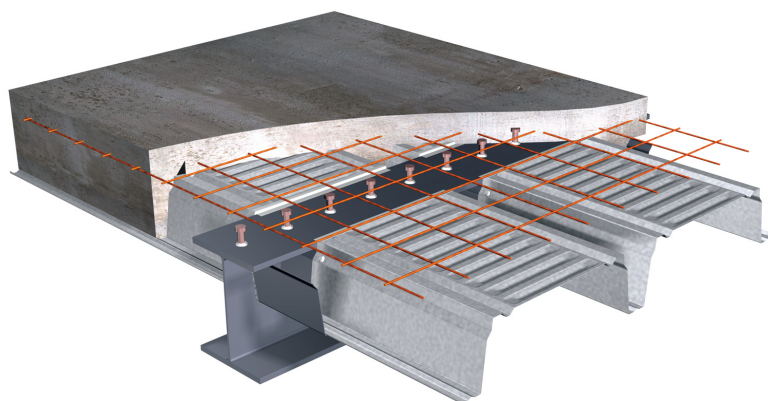


Figure 1.15 – Détails d'un "slim floor"[37].

1.4.2 Utilisation de panneaux CLT

Après avoir exposé plusieurs avantages du concept de "slim floor", voyons si cela est réalisable en substituant le béton par des panneaux CLT.

A ce sujet, j'ai lu un article (2017) [38] et une thèse de Master (2012) [39] (tous deux conçus à l'Université de Sheffield). L'article est la continuité de la thèse avec une étude basée sur les éléments finis. Les auteurs ont étudié le principe de "slim-floor" en connectant l'acier aux panneaux CLT à l'aide de simples connecteurs (vis)² permettant alors une construction rapide, simple et offrant la possibilité de réutiliser les matériaux.

Les poutres utilisées dans ces études sont des poutres asymétriques pour que les panneaux CLT puissent reposer sur l'aile inférieure du profilé.

2. Connexions favorables déjà étudiées antérieurement, notamment par Asiz & Smith [40]

A présent je vais reprendre une série de points étudiés au long de la thèse qui me semblent important de noter.

Comportement au feu

Une des questions principales qui guide la thèse et qui requiert toute son attention en mixte acier/CLT est la résistance au feu. Il est donc nécessaire de rappeler ce qu'englobe la résistance au feu selon l'EC 1. La structure doit bien évidemment assurer son rôle de portance pendant une durée bien déterminée. En outre, la propagation du feu et de la fumée doit être limitée au sein de l'ouvrage ; la propagation du feu vers les constructions avoisinantes doit également être limitée ; les occupants du bâtiment doivent pouvoir quitter le bâtiment (ou il faut au moins pouvoir leur porter secours) ; la sécurité de l'équipe de secours est prise en considération.

Concernant la propagation du feu et des fumées, ce point est à regarder de plus près lorsqu'on utilise la technique du "slim floor". En effet, les simples connexions (vis) considérées ont déjà été étudiées et sont suggérées comme convenables, cependant on ne connaît pas encore très bien le comportement de ces connexions à long terme. Avec les déformations naturelles du plancher combinées aux déformations naturelles de la poutre, il pourrait alors y avoir des espaces qui se créent entre l'acier et le CLT qui pourraient alors laisser passer la fumée (comme montré sur la figure 1.16).

Une autre inquiétude est le fait que l'acier étant un très bon conducteur thermique, les connecteurs transmettraient de hautes températures plus profondément dans le bois. Et si les températures sont très élevées, théoriquement le bois directement en contact avec les connecteurs pourrait prendre feu. Cela affaiblirait également les connexions³. Cependant, il est toujours possible de protéger le bout exposé des connecteurs contre le feu et ainsi minimiser les éventuels problèmes de connexions qu'il pourrait y avoir en cas d'incendie. À noter que cet aspect est aussi valable pour du mixte "classique".

3. Du coup je (me) pose la question s'il est toujours correct de considérer les 2 matériaux connectés lorsqu'un feu se produit et que les connecteurs ne sont pas protégés. Dans ce cas, on ne pourrait peut-être pas considérer la mixité pendant toute la durée endéans laquelle la structure est censée assurer son rôle porteur.

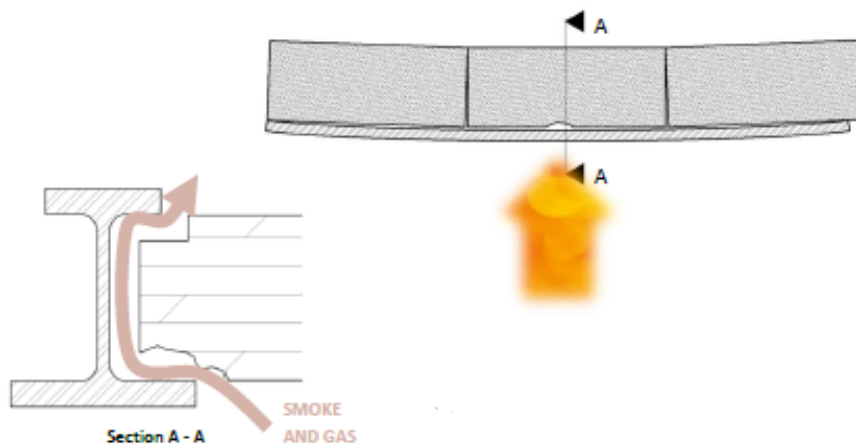


Figure 1.16 – Propagation des fumées d'un étage à l'autre.

Rapport à l'humidité

Ce point n'a pas beaucoup été abordé mais est néanmoins cité dans le chapitre dédié au désassemblage et à la réutilisation. La configuration du "slim floor" ne permettant pas l'accès aux extrémités et aux côtés des panneaux CLT pour leur maintenance, il est donc important d'être minutieux lors de l'assemblage. Il faut également prendre les précautions pour éviter un contact excessif entre les panneaux CLT et l'eau. Aussi, pour éviter d'éventuels problèmes de corrosion des poutres en acier, il serait judicieux de séparer le CLT de l'acier (par une fine feuille en plastique par exemple) aux endroits susceptibles d'être humides.

Robustesse

Concernant la robustesse du système, on peut lire dans la thèse qu'il est important d'assurer un bon ancrage de la dalle dans les poutres pour éviter qu'elle ne tombe au sein de la structure lors d'un éventuel accident. Il est aussi noté que l'utilisation de simples connecteurs (comme cela a déjà été suggéré et testé au Canada) s'ils sont bien distribués, peut assurer un bon ancrage. Ce point serait déterminant dans le dimensionnement d'un système "slim floor" avec panneaux CLT.

Comparaison béton/CLT

La thèse reprend un chapitre sur la comparaison de structures utilisant le principe "slim floor" avec du béton et avec des panneaux CLT. (Cette comparaison simplifiée n'étudie pas les éléments verticaux, ne faisant pas partie de l'objet principal de recherche.) Je reprends ici quelques conclusions tirées.

Concernant l'utilisation d'acier, l'auteur a pu observer une réduction des sections des poutres pour des portées jusqu'à 9m et une charge imposée jusqu'à $4kN/m^2$ (comme on peut l'apercevoir sur la figure 1.17). Pour tout autre cas (portée plus

grande que 9m et/ou charges plus élevées que $4kN/m^2$), le béton nécessite moins d'acier dans les poutres. En effet, malgré le fait que les planchers en panneaux CLT soient plus légers, de l'ordre de trois fois, que les planchers de même épaisseur en béton creux, c'est le critère d'état limite de service (ELS) (déflexion des poutres) qui prime dans le dimensionnement des poutres. Et ce critère est indépendant du poids du plancher. À cela s'ajoute le critère des portées accessibles selon le type de plancher. L'auteur a comparé des portées de 6, 9 et 12 mètres. Pour 9 et 12m, l'utilisation de panneaux CLT requiert l'ajout de poutres intermédiaires, augmentant la quantité d'acier de manière significative. (Je tiens juste à ajouter que les portées de 9 et 12m étant de relativement grandes portées, il faut voir si elles sont nécessaires dans la construction de nouveaux projets. Il faudrait également voir ce qu'il en est des portées entre 6 et 9m.)

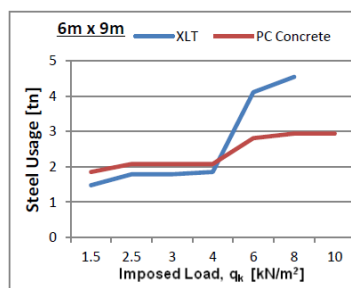


Fig. 5.1: Steel Usage, 6m x 9m grid

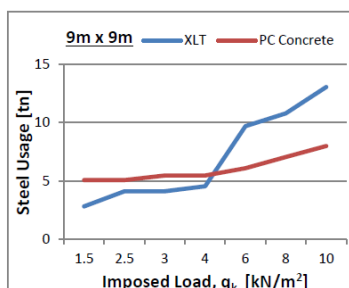


Fig. 5.2: Steel Usage, 9m x 9m grid

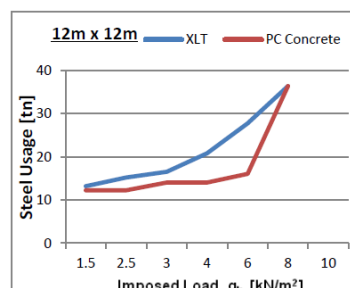


Fig. 5.3: Steel Usage, 12m x 12m grid

Figure 1.17 – Comparaison d'acier nécessaire selon les portées du plancher.⁴

Au niveau des fondations, l'utilisation du CLT réduit les charges verticales sur les colonnes et par extension les charges sur les fondations. En moyenne la réduction des charges verticales est de 48%. Cela entraîne alors une réduction des fondations nécessaires pour la nouvelle structure (voir figure 1.18). En raison de la baisse de charges verticales, la différence entre toutes les charges s'appliquant sur une colonne est réduite, diminuant alors les moments de rotation provoqués par l'asymétrie des charges. Cette baisse de charges verticales nécessite alors moins de renforcement des fondations et réduit les coûts liés à une réduction de matériaux, de travail et de conception. Les fondations représentant entre 6 et 10% des coûts totaux d'une structure, il est intéressant de faire ces économies les concernant. (Des fondations moins profondes/larges peuvent également aider à éviter des tuyaux déjà présents dans le sol.)

4. XLT est un autre terme pour CLT

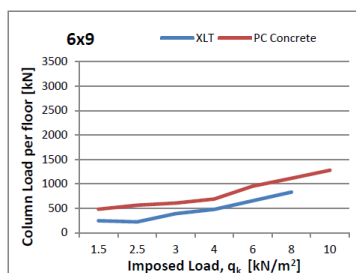


Fig. 5.4: Foundation Load, 6m x 9m grid

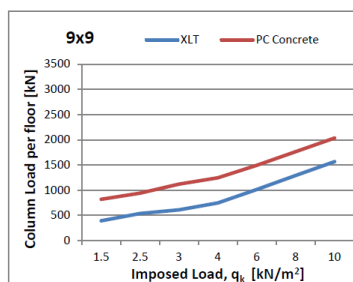


Fig. 5.5: Foundation Load, 9m x 9m grid

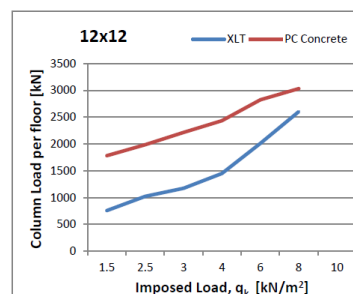


Fig. 5.6: Foundation Load, 12m x 12m grid

Figure 1.18 – Comparaison des fondations nécessaires selon les portées du plancher.

En ce qui concerne le comportement mixte du système, la mixité avec le béton renforce plus le plancher (10% - 45%) que lorsqu'on utilise du CLT (0.5% - 12%). Le renforcement dû au CLT est meilleur pour des petites portées qui ne nécessitent pas de poutres intermédiaires. Aussi, le poids propre du plancher en CLT n'influençant pas la section de la poutre (dimensionnée à l'ELS), il est préférable d'utiliser les panneaux CLT les plus épais (30cm) pour améliorer le renforcement du plancher. Dans ce cas, les panneaux seront plus chers mais cela peut éventuellement permettre de réduire la section des poutres et augmenter la protection des poutres contre le feu (hypothèse devant être vérifiée).

Constructibilité

Dans la thèse, l'auteur consacre un chapitre à la construction du "slim floor", plus particulièrement au système permettant de connecter les 2 matériaux (à l'aide de vis) mais ne s'attarde pas à la mise en place (inclinaison des panneaux CLT pour les intercaler dans les poutres). Je n'ai donc pas été convaincu et je fais part de mes impressions dans ce qui suit.

Mon opinion

Personnellement, j'ai émis quelques réserves sur cette solution quand j'ai lu l'article. Selon moi, la mise en œuvre de cette solution me semble difficile et apporte plusieurs points à approfondir.

Dans le cas "idéal" (esthétiquement) où le plancher en bois serait de la même hauteur que la poutre en acier, on peut imaginer un plancher qui ressemblerait à la figure 1.19. Contrairement au béton qui est un matériau que l'on peut couler sur place, la mise en place du CLT entraîne nécessairement un vide entre lui-même et le profilé en acier. On peut essayer que le panneau CLT soit le plus large possible à sa base pour combler le vide et augmenter la surface de contact avec l'acier mais cela dépend de plusieurs paramètres dont la hauteur du plancher, les dimensions des poutres et principalement la portée entre 2 profilés d'acier. Je ne pense pas

qu'on puisse beaucoup augmenter la base du panneau, cela rendrait impossible sa mise en place ; de plus cela nécessiterait de raboter le coin supérieur du panneau CLT (figure 1.20) pour pouvoir l'introduire selon une courbe (attention passage humidité/fumée). Je vais donc me baser sur un panneau de forme "strictement" rectangulaire pour exposer mes doutes quant au "slim floor" avec CLT (figure 1.21). Cette solution est également plus facile à mettre en pratique puisqu'il ne faut pas manipuler les panneaux de manière oblique. À travers les schémas illustrant mes explications ci-dessous, j'ai essayé de me rapprocher au mieux de la réalité en utilisant des ordres de grandeur réalistes. Pour approfondir le sujet il serait donc intéressant de travailler avec les dimensions exactes.

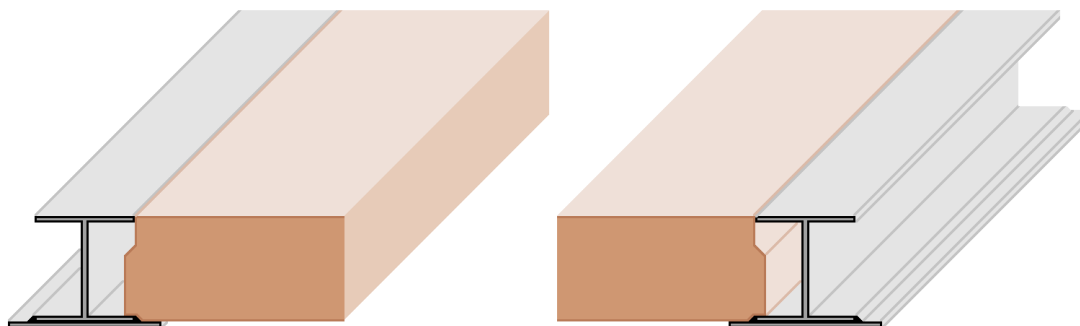


Figure 1.19 – "Slim floor" avec panneaux CLT.

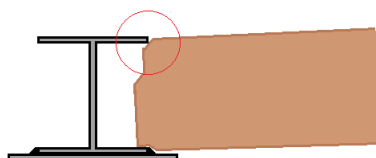


Figure 1.20 – Détail coin supérieur.

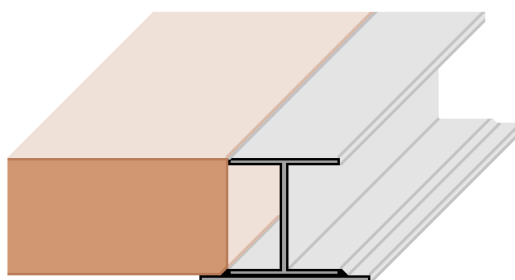


Figure 1.21 – Cas simple de "slim floor" avec panneaux CLT.

Le risque que la fumée et les flammes passent d'un étage à l'autre me préoccupe particulièrement. Du fait qu'il y ait ce vide, cela augmente le risque du passage de la fumée ou des flammes à l'étage supérieur puisqu'une fois que la fumée et les flammes ont atteint ce vide, il ne reste alors plus qu'à passer entre la jointure supérieure. Cette connexion représente un point faible comme le panneau CLT ne touche le profilé d'acier que sur l'épaisseur de la semelle supérieure de la poutre. Cette épaisseur étant faible elle ne prendrait pas longtemps à brûler. Additionnellement, il y a des risques que sur cette épaisseur, les limites des 2 matériaux ne s'épousent pas parfaitement et laissent passer la fumée d'autant plus facilement. Toujours est-il que le feu doit d'abord atteindre ce vide mais comme cité un peu plus haut, nous ne connaissons pas encore le comportement des connexions à long terme et des espaces pourraient se créer entre la semelle inférieure de la poutre et les panneaux CLT.

On pourrait alors proposer de combler le vide entre les 2 matériaux par un matériau additionnel que l'on coulerait dedans. Le béton peut alors convenir (comme illustré sur la figure 1.22). Il y a plusieurs avantages à utiliser cette technique. Cela améliorerait notamment la connexion du système "slim floor" grâce à l'adhérence entre les 3 matériaux et cela permettrait également de répartir le poids du plancher sur toute la largeur des semelles inférieures. Cependant, je le répète, j'attache beaucoup d'importance au côté réutilisable de la structure et la pose du béton vient donc perturber ce point. Le caractère démontable de la structure n'est donc plus possible. Je ne vais donc pas plus loin dans mon analyse avec le béton.

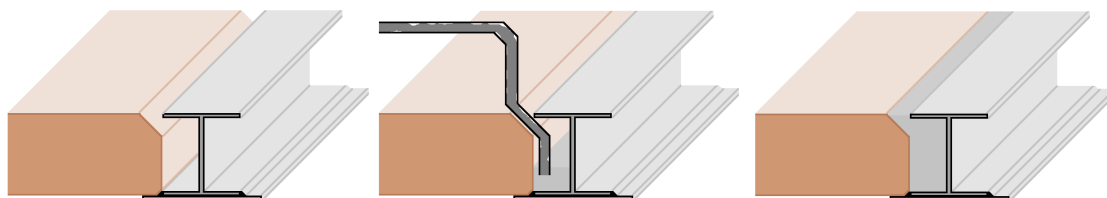


Figure 1.22 – Pose de béton pour une meilleure connexion et remplissage du vide.

Un autre problème engendré est de savoir si l'aile inférieure des poutres est capable de supporter le poids des panneaux CLT ainsi que les charges appliquées pendant l'utilisation du bâtiment. Cela dépend donc de la surface sur laquelle peut reposer le CLT et la résistance à la flexion de l'acier. Je me pose aussi la question de savoir s'il est possible d'utiliser la semelle supérieure pour reprendre une partie des charges. J'ai alors réfléchi à la question et je me suis dit qu'une solution ressemblant à la figure 1.23 pourrait aider à y répondre (avec en jaune une tige filetée traversant le bois et l'acier et boulonnée à ses extrémités). (Ce n'est qu'une idée, peut-être même illusoire.)

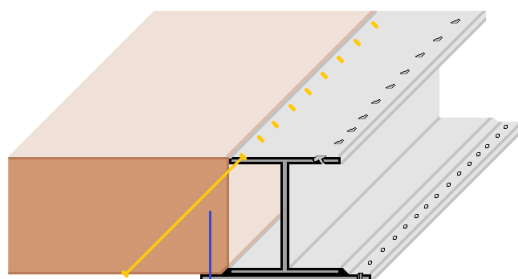


Figure 1.23 – Hypothèse de connexion du CLT à la semelle supérieure de la poutre.

En réalité, il y a plus de chance que le panneau CLT ait une épaisseur inférieure à la hauteur de la poutre. Dans ce cas un élément en bois (ou un autre matériau ?) devrait être incorporé dans la structure, comme sur la figure 1.24, pour résoudre le problème de différence de hauteur. Ce moyen de construire apporte avec lui certains avantages. En utilisant un élément en bois dont la largeur correspond à une demi largeur de la semelle inférieure (comme à droite de la figure 1.24), cela répartit un peu mieux les charges sur la semelle. De cette manière, on diminue le vide entre le CLT et le profilé mais le chemin pour que la fumée et les flammes passent à l'étage supérieur reste à peu près le même. Il faut assurer une bonne connexion entre les panneaux CLT et l'élément supplémentaire en bois. Concernant les connexions à l'aide de vis depuis le dessous de la poutre, il faut bien entendu prendre des vis suffisamment longues pour atteindre le CLT et traverser assez de couches assurant une bonne connexion.

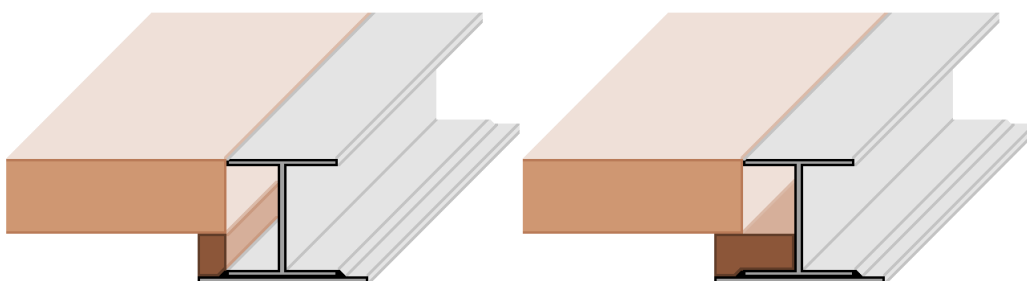


Figure 1.24 – Ajout d'un composant en bois.

L'ajout de cet élément pourrait présenter un autre avantage si on l'insère lorsque le panneau CLT est déjà maintenu (en l'air par une grue) à sa position finale. En l'absence de cet élément, la distance entre les semelles permet de manipuler des panneaux CLT légèrement plus longs que ceux étudiés jusqu'à présent (qui s'arrêtent net à la semelle supérieure du profilé). Mettre une partie du panneau CLT sous la semelle supérieure est un petit plus contre le transfert de flammes et de fumée. Néanmoins, ce gain risque d'être (très) minime.

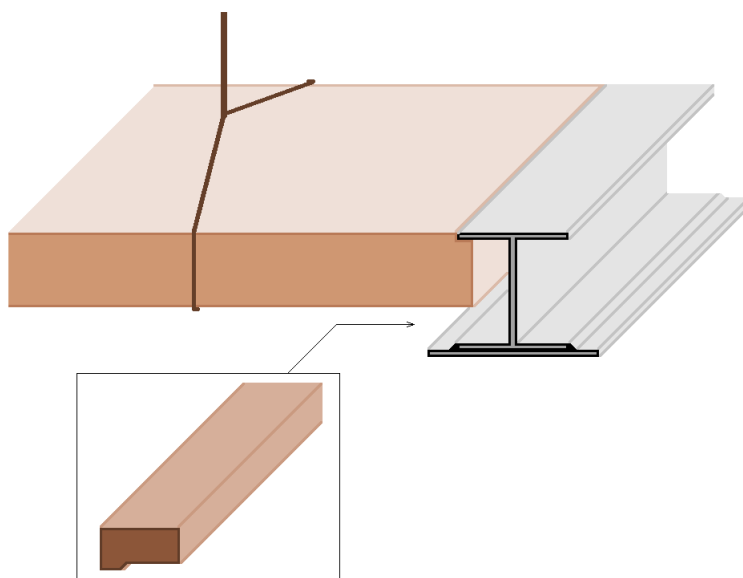


Figure 1.25 – Léger gain de longueur du panneau CLT en insérant le composant en bois après la mise en place du panneau CLT.

Les inquiétudes que j'ai eues à propos du "slim floor" avec des panneaux CLT m'ont donc poussé à étudier uniquement le mixte plus classique, en connectant les panneaux CLT par-dessus les poutres en acier. Cependant, j'aimerais ajouter que la technique du "slim floor" permettrait d'utiliser le bois et l'acier de manière pertinentes. Contrairement au béton, le bois développe une résistance à la traction non négligeable. Le mixte acier/béton exploite au maximum la résistance à la traction de l'acier et la résistance à la compression du béton (ce qui est légitime) mais ici comme le bois résiste aux 2 (traction et compression tout comme l'acier) c'est sans doute intéressant de combiner les 2 matériaux acier/bois. Si l'axe neutre de l'acier correspond à l'axe neutre du CLT, je pense que cette technique serait très intéressante.

Je termine cette partie en (me) posant la question suivante, serait-il possible d'utiliser une poutre en T inversée, éventuellement sur mesure sur laquelle on vient poser les panneaux CLT ? Ces panneaux seraient joints à la semelle inférieure par des assemblages mécaniques et seraient attachés entre eux au niveau supérieur par un panneau étroit en acier ou en bois afin de réduire les déformations possibles et assurer au mieux un comportement mixte acier/CLT (voir figure 1.26).

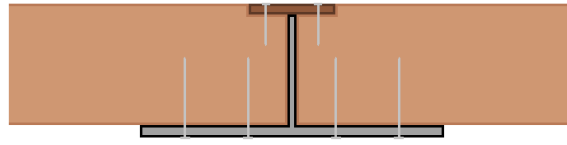


Figure 1.26 – Poutre en acier en T inversée, connectée aux panneaux CLT.

Chapitre 2

Comment faire les connexions acier/CLT

Ce mémoire consiste en grande partie en une recherche sur les connexions possibles déjà étudiées entre les panneaux CLT et profilés en acier. En effet, le système d'assemblage est un point sensible pour pouvoir construire en mixte puisque c'est le degré de connexion qui détermine si oui ou non, on peut considérer les 2 matériaux travaillant en tant que matériau composite.

Je vais dans un premier temps développer toutes les connexions déjà étudiées que j'ai pu trouver et dans un deuxième temps je présenterai les calculs nécessaires pour définir la résistance des assemblages et ainsi déterminer le degré de connexion. Je vais donc dans cette partie résumer les différents points intéressants que j'ai pu lire à travers divers articles. (Je reprends donc bien les idées mêmes que j'ai pu lire dans ces travaux, je donne parfois mon avis personnel et je précise quand je le fais.)

2.1 Types de connexion

2.1.1 "Gang nail plate"

Pour cette première proposition de connexion, je présente la connexion à l'aide de "gang nail plate" (GNP) (voir figure 2.1) : une plaque métallique dotée de clous que l'on enfonce dans le bois. Ce connecteur est généralement utilisé pour joindre les bois de charpente. Ici, l'utilisation proposée vient des Royaumes Unis [41]¹ et consiste à souder plusieurs plaques le long des poutres, pour ensuite venir déposer les panneaux CLT par-dessus. La gravité va alors emmener les panneaux vers le bas et permettre l'enfoncement des clous des plaques dans le bois. La gravité ne

1. La page internet où j'ai lu toutes les informations développées n'existe malheureusement plus.

permettant pas l'enfoncement total des clous, il faut donc aider le processus en appliquant un effort vertical sur les panneaux.

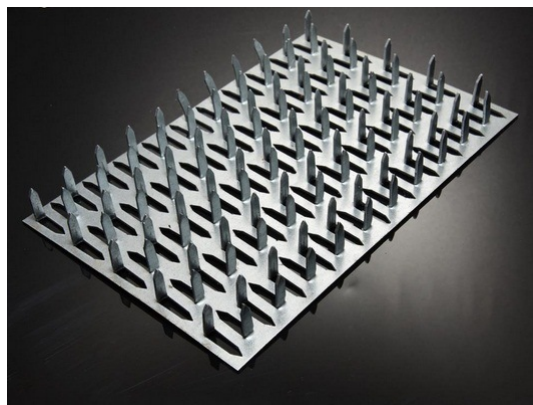


Figure 2.1 – Gang nail plate [42]

Les chercheurs à l'origine de cette idée déclarent que des résultats théoriques montrent une interaction partielle possible entre le CLT et l'acier, mais qu'il faut approfondir les recherches si l'on veut connaître la relation qu'il y a entre le degré de connexion et le nombre de GNPs. Ces chercheurs ont aussi fait quelques expériences afin de déterminer le mode de rupture du système et l'effort de cisaillement qu'il est possible de reprendre. Ils ont alors utilisé des panneaux CLT 5 couches (épaisseur totale de 30 cm) qu'ils ont fixés à une poutre en acier à laquelle ils ont soudé 4 GNPs sur 1m. Ensuite, ils ont appliqué une force verticale, comme on peut voir sur la figure 2.2, calculée de manière à correspondre aux charges d'utilisation des bâtiments définies dans l'eurocode 1 (EC1). Une fois l'expérience mise en place, ils ont appliqué une force horizontale sur le panneau CLT pour mesurer la progression de son déplacement horizontal jusqu'à la rupture du système.

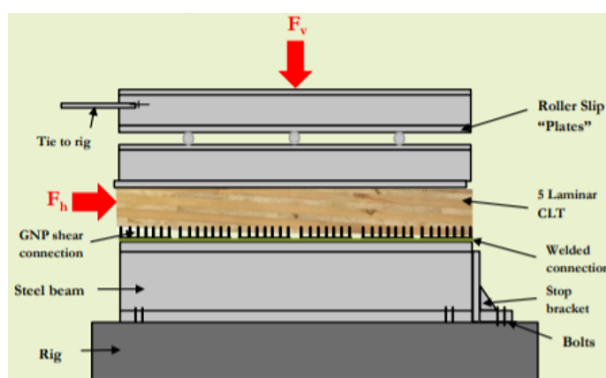


Figure 2.2 – Schéma de l'expérience menée.

Le graphe du déplacement horizontal en fonction de la charge horizontale appliquée montre une rupture semi-ductile. Le pic F_h correspond à un déplacement horizontal de l'ordre de 3 mm.

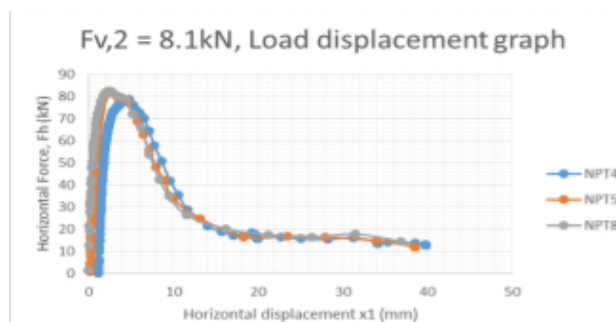


Figure 2.3 – Allure du déplacement horizontal en fonction de la force appliquée.

Après rupture, le GNP a souvent de gros éclats de bois emprisonnés sous les clous aplatis. Certains clous ont carrément été arrachés de la plaque.

Lorsqu'une faible charge verticale est appliquée, les chercheurs ont observé qu'à la rupture, le panneau CLT est fort abimé et peu de clous sont encore enfoncés dans le panneau ; cela suggère un mécanisme de déchirure. Au contraire, quand on applique une charge verticale plus importante, ils ont observé qu'à la rupture, il y a peu de destruction du panneau CLT mais beaucoup d'ongles sont encore présents dans celui-ci ; cela suggère un mécanisme d'arrachement.

Cette solution semble donc être une bonne idée cependant, il y a quand même un problème majeur, l'enfoncement des GNPs dans les panneaux CLT. Cela demande une grande pression qui rend la mise en pratique sur chantier compliquée. Il faut aussi faire attention à bien souder les GNPs aux poutres en acier (le faire avant d'arriver sur chantier serait préférable, ce serait également un gain de temps).

2.1.2 Visserie

A présent, je vais résumer les recherches publiées en 2011, menées par Asiz & Smith, originaires du Canada [40]. Ces recherches concernent la connexion entre les planchers en panneaux CLT et les poutres structurales en acier à l'aide de simple connecteurs tels que des vis. En utilisant l'exemple d'un bâtiment de 24 étages, ils ont montré que de simples connexions faites à partir de grosses vis peuvent suffire à assurer un diaphragme suffisant qui résiste à des charges latérales telles que des séismes ou du vent.

Pour leurs recherches, les auteurs ont étudié un système composé d'un panneau CLT de 1,6 x 6,4m joint à une poutre en acier avec des vis. Le panneau CLT est centré et ils ont considérés que les connecteurs ont une rigidité de 8 kN/mm pour des forces dans le plan des panneaux et une rigidité de 10 kN/mm pour des forces perpendiculaires au plan du CLT.

Ce système est comparé à un plancher traditionnel en acier et béton renforcé

(figure 2.4). Les combinaisons de charges auxquelles le plancher doit être capable de résister, incluent son poids propre, les charges imposées (au sol et sur le toit), des secousses sismiques et du vent.

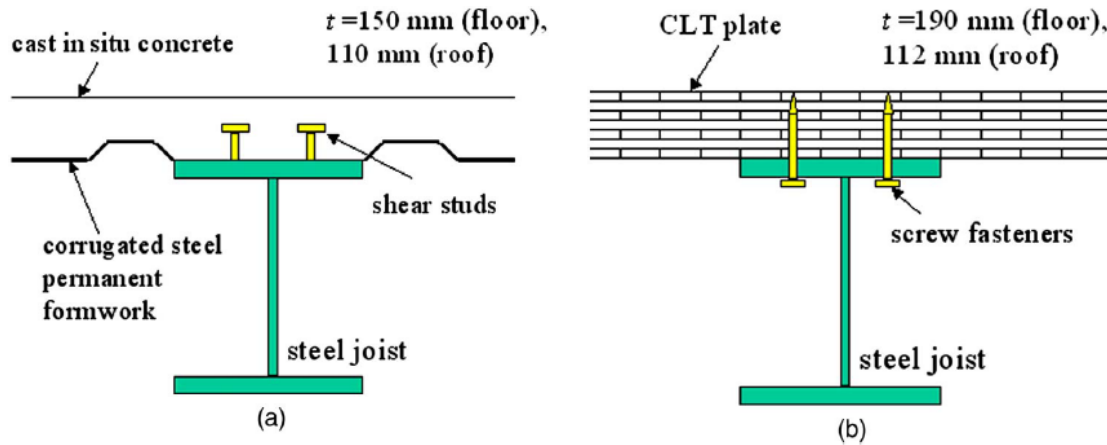


Figure 2.4 – Systèmes comparés pour l'étude des planchers mixtes acier/CLT.

À l'aide d'un programme aux éléments finis (SAP2000), les chercheurs ont comparé le comportement dynamique de 2 structures de 24 étages (béton/acier et CLT/acier). Le déplacement latéral de chaque étage dû à la pire combinaison de charges incluant les secousses sismiques est représenté à la figure 2.5. Il est perceptible que le déplacement latéral est réduit (de 38%) pour la structure utilisant du CLT grâce à la résistance et la légèreté des panneaux en bois. La rigidité d'un plancher en CLT est donc comparable à un plancher en béton. De ce point de vue, il est donc tout à fait envisageable de remplacer le béton par du CLT pour la construction de grands bâtiments à cadre en acier.

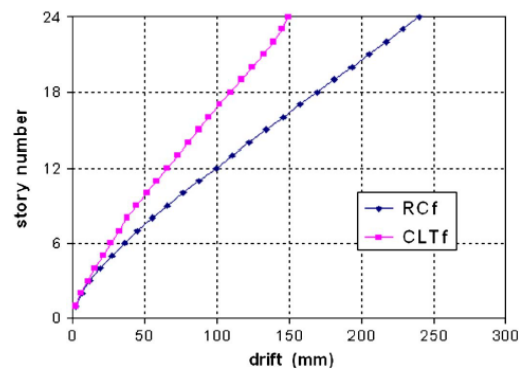


Figure 2.5 – Graphe du déplacement horizontal des étages des 2 structures comparées.²

Maintenant, concernant les expériences menées sur les connexions entre le CLT et l'acier, ils ont étudié 3 connecteurs différents et 2 agencements du CLT.

2. Le sigle RC dans le graphe signifie : Reinforced Concrete

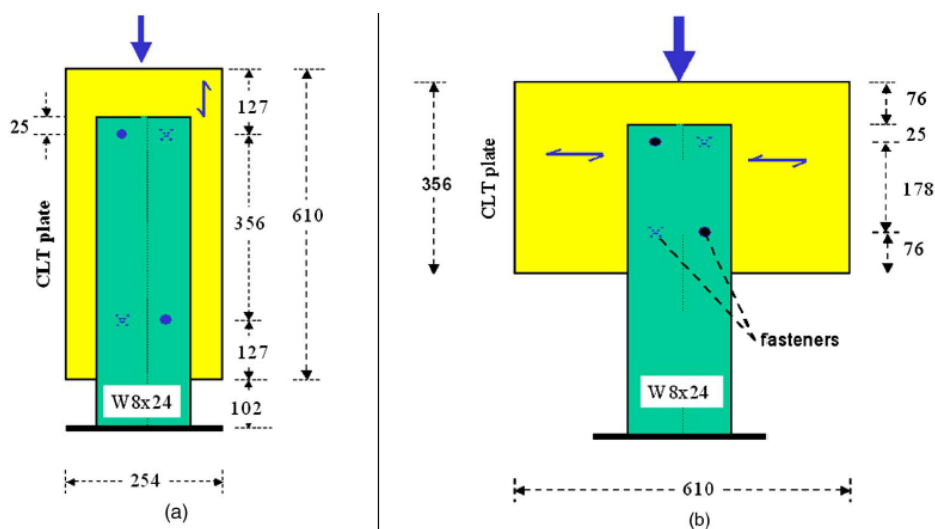


Figure 2.6 – Configuration des expériences menées.

Type of fastener	Long (mm)	Diameter (mm)	Yield strength (MPa)
Long SFS-screw ^a	127	10	480
Short SFS-screw ^a	89	10	480
Lag screw	127	9.5	310

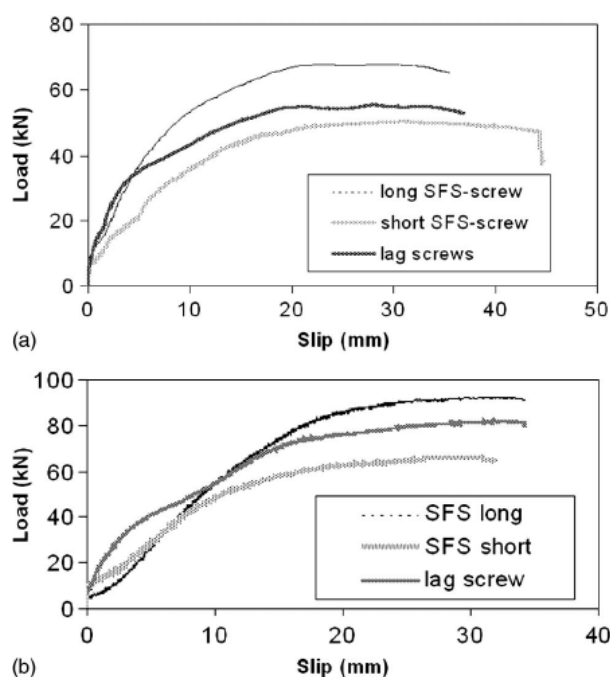
^aProprietary fasteners.

Figure 2.7 – Caractéristiques des connecteurs.

Le panneau CLT est épais de 150 mm et est constitué de 5 couches. La poutre est un modèle américain qui fait 178 mm de haut et 152 mm de large. L'acier et le CLT sont à chaque fois connectés à l'aide de 4 connecteurs identiques. À propos de ceux-ci, il s'agit de vis longues, de vis courtes ou de tirefonds (lag screw), leurs dimensions et limites d'élasticité sont reprises dans le tableau à la figure 2.7. Des rondelles sont ajoutées avec les vis pour éviter que la tête de vis ne s'enfonce dans la poutre en acier préforée.

En ce qui concerne les 2 agencements expérimentés du CLT (voir figure 2.6), il s'agit de le placer parallèlement ou perpendiculairement à la force de cisaillement exercée.

L'expérience est menée selon un arrangement symétrique à double cisaillement pour éviter la création de moments inexistants dans un plancher. Des feuilles plastiques sont également insérées entre les matériaux pour éliminer la friction qui pourrait surestimer les propriétés mécaniques de l'assemblage. La force est appliquée progressivement jusqu'à rupture de l'assemblage ou jusqu'à une déformation excessive. L'expérience est répétée 3 fois par type de connecteur.



Les résultats des expériences sont reportés sur la figure 2.8. Indépendamment de l'orientation du CLT et du type de connecteur, la rupture obtenue pour chaque modèle est ductile avec une large déformation plastique des connecteurs et un écrasement du bois autour.

Figure 2.8 – Déformation des assemblages en fonction du chargement parallèle (a) ou perpendiculaire (b) à la fibre externe du CLT.

Les valeurs caractérisant le comportement de chacun des assemblages expérimentés sont reprises dans le tableau à la figure 2.9. La rigidité de la connexion est déterminée en prenant le module sécant à 40% du pic de résistance ultime P_u . Les chercheurs ont alors remarqué que les connexions ont une meilleure résistance ultime pour un chargement perpendiculaire au sens de la fibre principale du CLT. Par contre la rigidité est meilleure pour un chargement parallèle. Comme attendu, l'utilisation de vis plus longues apporte de meilleurs résultats (résistance ultime et rigidité) que les vis courtes.

Load direction	Fastener	P_u (kN) ^a	Stiffness (kN/mm) ^a
Parallel	Long SFS-screw	67.8 (17.0)	11.85 (2.96)
	Short SFS-screw	49.9 (12.5)	4.58 (1.15)
	Lag screw	55.0 (13.8)	11.73 (2.93)
Perpendicular	Long SFS-screw	92.5 (23.1)	5.32 (1.33)
	Short SFS-screw	66.3 (16.6)	4.31 (1.08)
	Lag screw	81.7 (20.4)	8.25 (2.06)

^aValues in parenthesis are per-fastener, P_u = ultimate load.

Figure 2.9 – Résultats expérimentaux.

Les auteurs ont alors suffisamment d'éléments à leur disposition pour évaluer les connexions nécessaires pour concorder avec les résultats obtenus avec le bâtiment de 24 étages.

En terme de résistance ultime, ils avaient évalué que les connecteurs espacés de 80 cm devaient reprendre une force horizontale de 12 kN chacun au niveau du 5^{ème} étage où les effets de torsion (liés au séisme) sont les plus élevés. Si l'on place les connecteurs espacés de 20 cm, il faut alors qu'ils soient capables de résister à 3 kN chacun. On peut voir dans le tableau de résultats que tous les connecteurs satisfont à ce critère.

En terme de rigidité, les auteurs ont supposé une rigidité de 8 kN/mm par connecteur tous les 80 cm dans le bâtiment de 24 étages. Si les connecteurs sont placés tous les 20 cm il faudrait alors qu'ils aient une rigidité de 2 kN/mm chacun. Les résultats expérimentaux montrent que seuls les tirefonds ont une rigidité supérieure à 2 kN/mm selon les 2 directions de chargement.

Les chercheurs ont également développé d'autres expériences avec les vis longues et le CLT chargé parallèlement au sens de sa fibre principale mais avec une réduction des espacements entre les vis. Les vis sont espacées de 178 mm au lieu de 356 mm. Le mode de rupture est toujours ductile mais la résistance ultime (93,5 kN) et la rigidité (10,7 kN/mm) des assemblages sont réduites. La résistance ultime est donc réduite d'environ 10% et la rigidité de 40% lorsque l'espacement est réduit.

Enfin, les auteurs concluent par le fait que selon le projet, l'espacement requis entre les connecteurs peut varier et le niveau de performance qu'ils ont obtenu pourrait ne pas être atteint mais les connexions entre une poutre en acier et des panneaux CLT à base de visserie est tout à fait envisageable.

2.1.3 Comparaison de connecteurs mécaniques et un assemblage à base de boulons ensevelis de ciment

A présent, je vais résumer des recherches qui ont été élaborées autour de connexions à base de vis, tirefonds et boulons. L'article principal que je résume ci-dessous a été conçu à l'université "UNSW Sydney" [43].

Des études précédentes ont montré que les méthodes conventionnelles de connexions comme les vis et tirefonds (faits d'acier doux) peuvent fournir un comportement mixte mais moyen à la structure d'acier et CLT.

Les chercheurs soutiennent donc qu'il faut continuer à chercher à développer de nouveaux assemblages ingénieux et en proposent un. Ils rappellent aussi qu'il serait intéressant d'étudier plus en profondeur l'impact de la limite d'élasticité des connecteurs métalliques.

La connexion innovante étudiée dans cet article consiste à sceller des boulons dans une poche de ciment. Selon les chercheurs, cette connexion permet de faciliter le

processus de construction en minimisant les travaux en hauteur tout en conservant la préfabrication et la possibilité de déconstruction du plancher mixte. De plus, on suppose que les boulons immergés dans le ciment peuvent avoir une meilleure résistance et une meilleure raideur que les connecteurs communs de type goujon grâce à un module d'élasticité et une résistance à la compression plus élevés du ciment par rapport au bois. L'effort de cisaillement à reprendre dans les connexions est aussi repris par une plus grande surface de CLT.

Cette méthode de connexion est comparée expérimentalement avec des joints classiques, des vis et des tirefonds. Ci-dessous, je reprends brièvement le matériel utilisé et le mode opératoire suivi afin de mener à bien les expériences.

Le CLT utilisé est de classe de résistance C24, il fait 120 mm d'épaisseur et est constitué de 5 couches de bois d'épicéa. Le profil d'acier utilisé (310UB404) a une limite d'élasticité de 320 MPa.

À propos des connecteurs, il y en a trois sortes : les tirefonds (coach screw), les "dog screw" (figure 2.11) et les boulons ensevelis de ciment (grout pocket). Il y a 3 tirefonds différents testés ; ils ont une limite d'élasticité (f_y) de 240 MPa pour une résistance ultime (f_u) de 400 MPa. Seul le diamètre varie. Les expériences menées avec ce type de connecteur joignent le CLT et l'acier avec la fibre de bois des couches externes du CLT perpendiculaire au sens de portée de la poutre. Les "dog screw" (2 différents) ont une limite d'élasticité de 400 MPa et une résistance ultime de 500 MPa. Leur diamètre et leur longueur diffèrent. Comme pour la poche de ciment, le panneau CLT a été assemblé à la poutre avec la fibre de bois externe parallèle au sens de portée de la poutre. Enfin, concernant les boulons et la poche de ciment, ils ont expérimenté 5 associations différentes. Il y a un boulon de classe 4.6 ($f_y=240$ MPa et $f_u=400$ MPa), les 4 autres sont de classe 8.8 ($f_y=640$ MPa et $f_u=800$ MPa). Leur diamètre varie également. Le ciment utilisé est à haute résistance (résistance à la compression de 57,2 MPa pour le ciment âgé de 28 jours) et il y a 2 tailles de poche de ciment. Ce moyen de connexion nécessite de tailler dans le CLT des formes rectangulaires, les "poches" et elles doivent traverser le panneau CLT. Une fois les panneaux CLT retravaillés, ils sont posés sur les poutres en acier et on peut alors mettre en place les boulons. Ces derniers sont insérés à travers les poches et traversent la semelle supérieure de la poutre. Ils sont installés avec une prétension à 30% de leur limite d'élasticité. Enfin, on coule le ciment pour remplir les poches.

L'ensemble des connexions sont reprises avec leurs spécificités sur la figure 2.10.

Les expériences menées se déroulent sur un ensemble constitué d'une poutre à laquelle on joint 2 panneaux CLT de part et d'autre. La disposition des assemblages est représentée sur la figure 2.12. On applique une force sur la section transversale de la poutre en acier et on mesure les déplacements relatifs des 2 matériaux. Cette expérience décrit donc le comportement de connecteurs face à un effort de

2.1. Types de connexion



Figure 2.11 – Photo pour donner un aperçu des "dog screw", tirée de l'article présenté.

cisaillement. En effet, la performance structurelle de plancher acier/CLT dépend surtout de la résistance au cisaillement de la connexion entre les 2 matériaux (raideur et résistance). L'expérience s'arrête une fois la rupture atteinte.

Tested connections details.

Connection type	Dimension (mm) (Diameter × length)	Fasteners steel grade	Grain direction
Coach screw	12 mm × 100 mm	4.6	Perpendicular
	16 mm × 100 mm	4.6	
	20 mm × 100 mm	4.6	
Dog screw	16 mm × 125 mm	5.8	Parallel
	19 mm × 135 mm	5.8	
Grout pocket	12 mm × 130 mm	8.8	Parallel
	16 mm × 130 mm	4.6	
		8.8	
	20 mm × 130 mm	8.8	
		8.8	

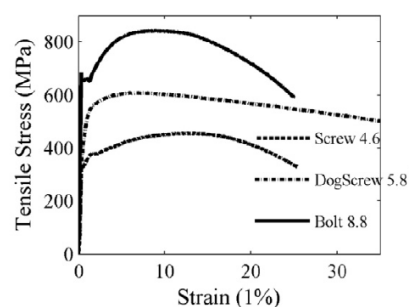


Figure 2.10 – Caractéristiques des connexions étudiées.

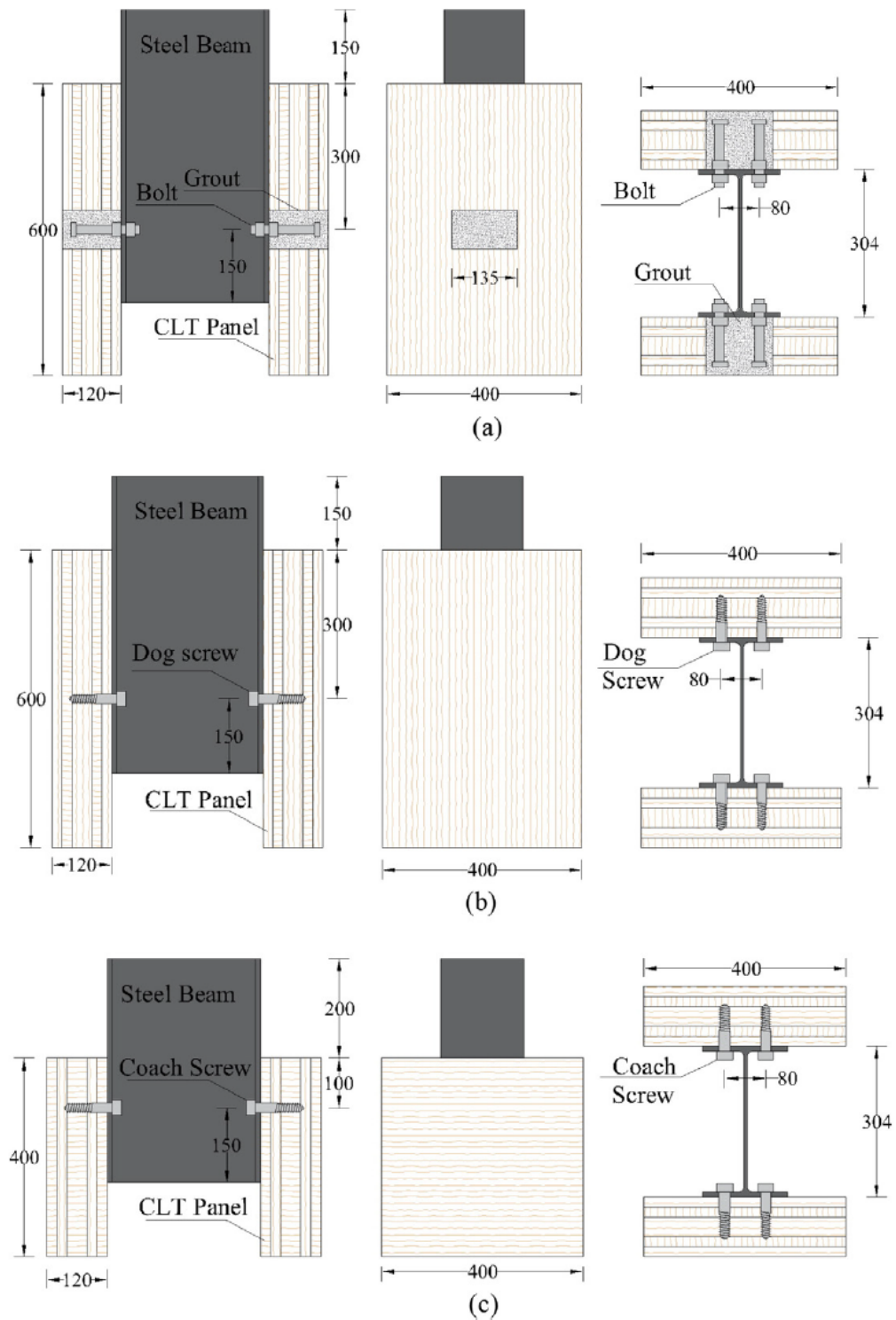


Figure 2.12 – Disposition des assemblages expérimentés.

Passons maintenant à la discussion des résultats qui décrivent les modes de rupture et l'évolution des distorsions des assemblages. Ils sont détaillés par type de connexion.

Mais juste avant de rentrer dans le vif du sujet, voici les modes de rupture observés indépendamment des connecteurs. Ceux-ci sont classés selon 3 catégories.

Modèle I : écrasement du bois seulement, sans aucune déformation plastique dans le connecteur.

Modèles II et III : une et deux articulations plastiques apparaissent respectivement dans le connecteur. Pour les 2 derniers modèles, un écrasement partiel du bois peut également survenir autour des connecteurs.

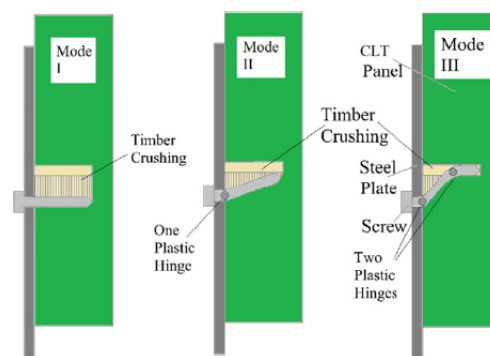


Figure 2.13 – Représentation des 3 modes de rupture.

Les tirefonds

Pour ce type de connecteur, la force appliquée sur la poutre était perpendiculaire à la fibre de bois de la couche extérieure des panneaux CLT.

La rupture des connexions avec tirefonds montre un écrasement de la fibre de bois sur une partie assez large entourant les connecteurs. Il a également été observé que le tirefond de 12mm de diamètre subit 2 déformations locales plastiques (Modèle III) alors que les tirefonds de 16 et 20mm de diamètre développent une seule déformation plastique localisée (Modèle II).

Le comportement des connexions réagissant à une progression de charge est repris sur la figure 2.14 et les chiffres caractérisant ce comportement sont repris dans un tableau à la figure 2.15. Dans ce tableau, les chiffres suivants les initiales "CS" indiquent le diamètre des tirefonds. Les valeurs de P_u représentent la charge ultime que l'on peut appliquer avant que le système ne se rompe. Quant à $k_{s,04}$ et $k_{s,06}$, leurs valeurs associées sont des coefficients de raideur évalués entre 10 et 40% de P_u et entre 10 et 60% de P_u respectivement. On peut également apercevoir les chiffres caractéristiques pour un effort appliqué parallèlement à la fibre externe du CLT, ils ont été calculés à partir d'expériences identiques menées par les mêmes chercheurs [18].

Il a été observé que le premier coefficient de raideur est indépendant du diamètre et de la taille du tirefond. Par contre, le second coefficient de raideur augmente avec la taille du tirefond. Il a également été observé que la résistance des joints acier/bois chargés perpendiculairement au grain de la dernière couche est plus grande ou égale à la résistance des joints quand on charge parallèlement au grain

de la dernière couche. Cette meilleure résistance, surtout pour les tirefonds à plus gros diamètre (16 et 20mm) peut être associée au potentiel du bois à se densifier selon la direction perpendiculaire au sens de sa fibre. Cependant, la raideur des joints de connexion est plus faible dans le cas de chargement perpendiculaire au sens de la fibre de la couche externe. Cette raideur plus faible est liée au module d'élasticité beaucoup plus faible perpendiculaire à la fibre (comparé à la direction parallèle à la fibre).

Il est aussi intéressant de noter que la différence de comportement parallèle-perpendiculaire des connexions acier/CLT est beaucoup moins grande que celle des assemblages acier/LVL grâce aux couches qui constituent le panneau CLT, toutes alternées de 90° les unes aux autres.

Enfin contrairement au coefficient de raideur $k_{s,04}$, le coefficient de raideur $k_{s,06}$ et la résistance ultime P_u varient avec les dimensions du tirefond. Sur base des expériences, les chercheurs proposent alors des formules pour calculer ces indices en fonction du diamètre des tirefonds lorsqu'on utilise 2 tirefonds chargés perpendiculairement au grain de la couche externe du CLT.

$$k_{s,04} = 0.0175d + 6.23 \quad \text{en kN/mm}$$

$$k_{s,06} = 0.51d - 3.37 \quad \text{en kN/mm}$$

$$P_u = 4.68d - 19.5 \quad \text{en kN}$$

Ces formules ont été définies après avoir effectué les expériences à raison de 3 fois pour chaque assemblage unique. Je ne pense pas que le nombre d'essais soit suffisant pour refléter parfaitement la réalité mais cela permet de déjà donner une idée des résultats que l'on peut obtenir.

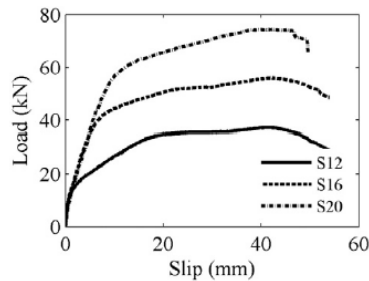


Figure 2.14 – Glissement relatif entre l'acier et le CLT selon le chargement.

Mean of peak load capacity and slip moduli $k_{s,0.4}$ and $k_{s,0.6}$ for steel-CLT joints with two coach screw shear connectors.

Coach Screw	Loaded perpendicular to grain ^a			Loaded parallel to grain ^a [14]		
	$k_{s,0.4}$ (kN/mm)	$k_{s,0.6}$ (kN/mm)	P_u (kN)	$k_{s,0.4}$ (kN/mm)	$k_{s,0.6}$ (kN/mm)	P_u (kN)
CS12	6.29	2.14	37.5	18.69	9.52	35.8
CS16	6.81	6.11	53.6	22.23	8.21	49.9
CS20	6.43	6.24	74.9	10.37	6.11	67.5

^a Loaded with respect to orientation of the grain in the outer lamellas of CLT panel.

Figure 2.15 – Chiffres caractérisant le comportement des connecteurs tirefonds.

Les "dog screw"

Cette fois la force appliquée sur la poutre était parallèle à la fibre de la couche extérieure du panneau CLT. Les chercheurs ont observé une plus petite déformation d'écrasement dans le bois autour du connecteur. La rupture suit le Modèle II.

La figure 2.16 représente graphiquement le comportement des connexions étudiées

à présent, qui font face à une incrémentation du chargement. Les valeurs décrivant ce comportement sont reprises dans le tableau à la figure 2.17. Les chiffres 16 et 19 suivants les initiales "DS" décrivent le diamètre des "dog screw".

Ce tableau montre que la raideur initiale diminue avec l'augmentation de diamètre de la vis, au contraire de la résistance ultime qui augmente avec la taille de la vis.

Concernant les 2 types d'assemblages déjà étudiés (tirefond et "dog screw") : quand on compare les 2 connecteurs de 16mm de diamètre lorsque la charge est appliquée parallèlement à la fibre externe du CLT, on remarque que la résistance ultime de DS16 (54,4kN) est plus élevée de l'ordre de 10% que la résistance ultime de CS16 (49,9kN). Cette différence s'explique du fait que DS16 a de meilleures propriétés mécaniques (acier de classe de résistance 5.8 pour les "dog screw" contre 4.6 pour les tirefonds). Il est aussi bon à noter que l'on observe de plus grandes différences de raideur entre les différents types d'assemblages pour des diamètres plus faibles (16mm). Cette différence se réduit pour des diamètres plus élevés car dans ce cas, la résistance de l'assemblage dépend plus des propriétés techniques du panneau CLT.

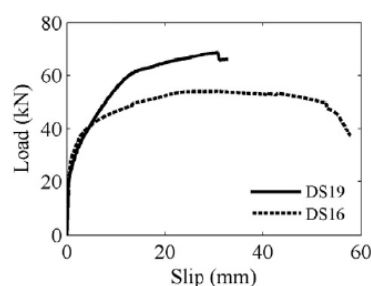


Figure 2.16 – Glissement relatif entre l'acier et le CLT selon le chargement.

Mean of peak load capacity and slip moduli $k_{s,0.4}$ and $k_{s,0.6}$ for steel-CLT joints (CLT panels loaded in the direction parallel to the grain of outer layers) with two dog screw shear connectors.

Dog screw	$k_{s,0.4}$ (kN/mm)	$k_{s,0.6}$ (kN/mm)	P_u (kN)
DS16	29.65	11.66	54.4
DS19	17.16	6.23	68.6

Figure 2.17 – Chiffres caractérisant le comportement des connecteurs "dog screw".

Les boulons ensevelis dans une poche de ciment

Comme dans le cas précédent, la force de cisaillement est parallèle à la fibre externe du CLT. La rupture observée cette fois-ci consiste en l'association de 4 phénomènes. Il s'agit d'un écrasement du CLT, de fissures accompagnées d'un écrasement du ciment, d'une articulation plastique dans le boulon ainsi que d'une déformation plastique dans la semelle du profilé en acier.

A propos de l'évolution des déformations des poches de ciment connectant le CLT à l'acier, le tableau à la figure 2.18 reprend les valeurs de raideur et de résistance ultime. La désignation BGP xx $y.y$ $W \times L$ met en avant le diamètre des boulons (xx), la classe de résistance des boulons ($y.y$) et les dimensions de la poche de ciment (largeur (W) $\times$ longueur (L)).

Pour cette connexion, plusieurs comparaisons ont été faites.

La première concerne la taille des boulons que l'on peut apercevoir sur la figure 2.19, la résistance augmente avec la taille des boulons.

La deuxième comparaison concerne la taille de la poche de ciment (figure 2.20). Les observations apportées aux 2 connexions BGP20 montrent des caractéristiques similaires (résistance et ductilité) jusqu'aux pics (indépendamment de la taille de la poche de ciment). Ensuite, la connexion avec la plus petite poche de béton (60mm de large) montre une pente plus forte après pic à cause d'un écrasement plus important du ciment.

Enfin la troisième comparaison concerne la limite d'élasticité des boulons (figure 2.21). Selon la classe d'acier utilisée (BGP16 4.8 vs BGP16 8.8), les 2 connexions ont les mêmes raideurs initiales mais se diversifient au niveau de la résistance ultime (augmentation de 26% quand on passe d'une limite d'élasticité de 240 MPa à une limite d'élasticité de 640 MPa) augmentant ainsi la résistance élastique.

À partir des résultats expérimentaux, les chercheurs ont développé des formules pour déterminer la raideur et la résistance ultime des connecteurs ensevelis dans du ciment en fonction du diamètre des boulons.

$$k_{s,0.4} = 4.71d - 18 \quad \text{en kN/mm}$$

$$k_{s,0.6} = 4.19d - 21 \quad \text{en kN/mm}$$

$$P_u = 9.64d - 30 \quad \text{en kN}$$

Encore une fois, les expériences ont été menées à raison de 3 fois par assemblage unique. Je ne pense pas que le nombre d'essais soit suffisant pour refléter parfaitement la réalité mais les formules peuvent donner un ordre de grandeur des résistances et raideur qu'il est possible d'obtenir avec des assemblages très similaires. Un autre point faible de ces formules est le fait qu'elles ne dépendent que du diamètre du boulon alors que les chercheurs viennent de faire varier 3 paramètres.

Mean of peak load capacity and slip moduli $k_{s,0.4}$ and $k_{s,0.6}$ for steel-CLT joints (CLT panels loaded in the direction parallel to the grain of outer layers) with two bolts embedded in the grout pocket (BGP).

Bolted Grout Pocket	$k_{s,0.4}$ (kN/mm)	$k_{s,0.6}$ (kN/mm)	P_u (kN)
BGP12 8.8 60 mm × 135 mm	39.53	29.76	82.9
BGP16 4.6 80 mm × 135 mm	58.68	45.26	103.4
BGP16 8.8 80 mm × 135 mm	55.12	45.77	129.9
BGP20 8.8 60 mm × 135 mm	64.57	53.68	153.3
BGP20 8.8 80 mm × 135 mm	77.19	63.08	159.7

Figure 2.18 – Chiffres caractérisant le comportement des connecteurs "poche de ciment".

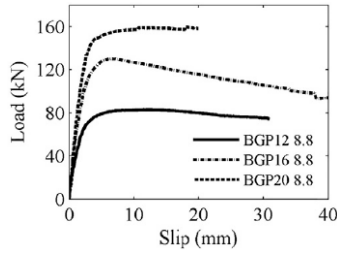


Figure 2.19 – Glissement relatif selon la taille des boulons.

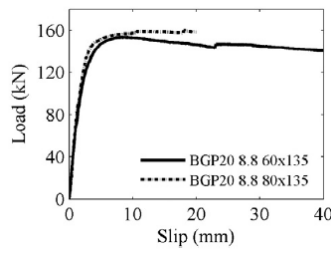


Figure 2.20 – Glissement relatif selon la largeur de la poche de ciment.

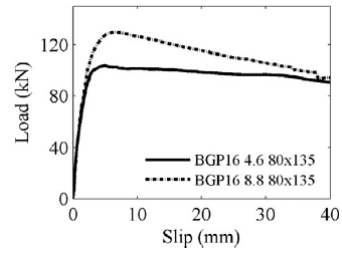


Figure 2.21 – Glissement relatif selon la classe de résistance des boulons.

En comparant tous les assemblages, les chercheurs ont alors conclu que la raideur et la résistance des boulons ensevelis dans la poche de ciment sont considérablement plus élevées que celles des tirefonds et "dog screw" .

Avant de conclure leur article, les auteurs développent également une formule permettant de relier le déplacement relatif des matériaux en fonction de la force de cisaillement appliquée. La représentation graphique de cette fonction est disponible à la figure 2.22. Cette formule est valable pour les 3 sortes de connexions étudiées. La fonction reliant la force de cisaillement (f) à la déformation (s) est la suivante :

$$f = \frac{(k_0 - k_p)s}{\left\{1 + \left[(k_0 - k_p)\frac{s}{f_0}\right]^{n_1}\right\}^{\frac{1}{n_1}}} + \frac{(k_p + k_s)s}{\left\{1 + \left[(k_p + k_s)\frac{s}{f_1 - f_0}\right]^{n_2}\right\}^{\frac{1}{n_2}}} - k_s s \quad (2.1)$$

où k_0 , k_p et k_s sont les raideurs initiales, de pré-pic et de post-pic respectivement ; f_0 est la force de cisaillement au sommet du premier segment rectiligne, f_1 est le sommet de la "branche" rectiligne post-pic ; n_1 et n_2 sont des paramètres qui contrôlent la courbure des première et deuxième courbes. Les valeurs de ces 7 paramètres pour chacune des connexions sont disponibles dans le tableau à la figure 2.23. Les résultats que l'on peut obtenir grâce à la formule sont très proches de la réalité, en démontre le degré de détermination (R^2).

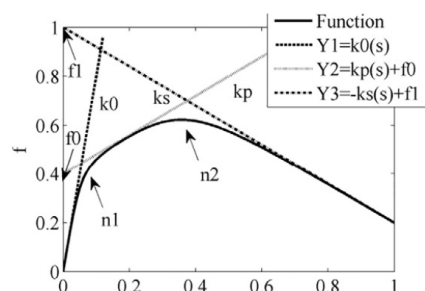


Figure 2.22 – Modèle proposé pour le comportement des connexions mixtes acier/CLT.

Input parameters for the analytical load-slip model of the steel-CLT composite connections.

Connection		f_0	f_1	k_0	k_p	k_s	n_1	n_2	R^2
Coach screws	S12	80	200	72.5	0	2.2	0.35	5.6	0.9799
	S16	53	300	13.5	0	4.2	1.25	10.0	0.9965
	S20	150	180	12.3	2.6	0.4	0.52	5.9	0.9957
Dog screws	DS16	46	192	303.4	0.8	1.2	0.6	1.2	0.9945
	DS19	30	59	150.9	2.8	-0.3	0.85	5.0	0.9993
Bolt in grout pocket	BGP12 8.8	88	95	62.8	2.0	0.6	1.24	4.0	0.9987
	BGP16 4.6	103	500	53	-0.2	6.43	4.35	5.0	0.9971
	BGP16 8.8	88	135	58	10.0	0.95	3.25	6.0	0.9901
	BGP20	89	156	65	14.5	0.38	3.30	5.0	0.9983
	60,135								
	BGP20 80,135	100	161	66.8	20	0.12	4.80	2.0	0.9994

Figure 2.23 – Tableau des valeurs à insérer dans le modèle analytique.

Finalement les conclusions tirées à la fin de cet article sont les suivantes :

- La direction du chargement, parallèle ou perpendiculaire au sens de la fibre des couches extérieures des panneaux CLT a son importance sur les raideurs initiales mais influence de manière moindre la résistance ultime des connexions avec tirefonds. La raideur initiale est moins élevée pour un chargement perpendiculaire au sens de la fibre externe du CLT.
- Augmenter la limite d'élasticité des connecteurs mécaniques influence peu la raideur et la résistance ultime des connexions. D'autant plus pour de gros diamètres ($d > 16\text{mm}$) où le comportement des assemblages dépend principalement d'effets non-linéaires localisés (comme l'écrasement du bois) plutôt que de la résistance du connecteur.
- Les connexions utilisant les boulons ensevelis de ciment ont une bien meilleure raideur et résistance ultime que les autres connexions plus classiques.
- La taille des poches de ciment a très peu d'influence sur le comportement pré-pic des connexions impliquées. Mais les poches de ciment plus petites subissent une rupture un peu plus fragile (comme le laisse apparaître la pente post-pic qui est plus raide).
- La limite d'élasticité des boulons dans la poche de ciment joue un rôle négligeable sur la raideur de l'assemblage mais l'augmenter accroît la résistance ultime des connexions.
- Une formule est proposée pour décrire le comportement de connecteurs similaires à ceux étudiés quand ceux-ci sont soumis à une force de cisaillement.

Personnellement j'éprouve des craintes quant au côté réutilisable des connexions à base de ciment. En effet, je vois difficilement comment l'on peut démonter cet assemblage et comment on pourrait réutiliser les matériaux de construction.

2.1.4 Combinaisons d'éléments connecteurs et assemblage avec boulons précontraints

Les auteurs de l'article résumé à la section 2.1.3 avaient déjà écrit d'autres articles auparavant. Ces articles concernent entre autre l'étude de connexions acier/CLT différentes de celles déjà citées [18] et le comportement des poutres utilisant ces connexions [44].

À propos des études sur les poutres, les expériences sont donc faites à plus grande échelle. Les panneaux CLT, joints à la poutre, avec la fibre de la couche externe parallèle à la longueur de la poutre en acier font maintenant 2 m de long, 80 cm de large et 120 mm d'épaisseur (inchangé). Les panneaux sont mis côte à côte dans le sens de la longueur pour un total de 6 m. La raison qui a motivé ce choix est que la construction d'un vrai plancher en CLT demande forcément l'adjonction de plusieurs panneaux pour couvrir l'entièreté d'au moins une des 2 portées puisque la largeur de fabrication des panneaux CLT est limitée (limite de 2,95 m chez le fabricant Stora Enso). Les chercheurs ont voulu étudier des poutres mixtes qui respectent au mieux les caractéristiques d'un plancher CLT segmenté.

Cette fois, les charges appliquées progressivement sur la structure sont perpendiculaires au plan du CLT et sont réparties sur 2 plaques larges de 20 cm pour 80 cm de long. Ces plaques sont disposées comme indiqué sur la figure 2.24. Les capteurs de déplacements répartis sur la poutre ont été disposés afin de définir les déformations de la section transversale du centre de la poutre.

La poutre en acier et les panneaux CLT sont raccordés en reprenant le même principe que les connexions étudiées. Leurs modes de rupture et déformations sont similaires aux résultats obtenus lors de l'étude sur les connexions. Je reprendrai donc juste quelques points intéressants.

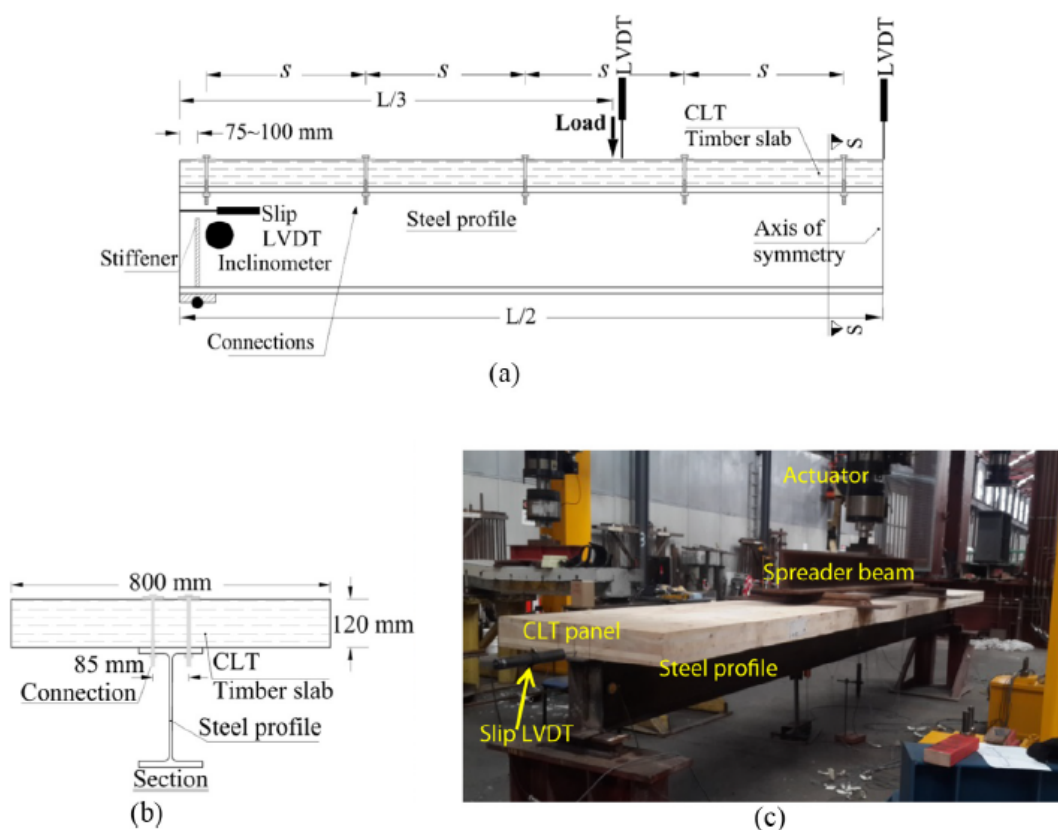


Figure 2.24 – Disposition des expériences menées pour évaluer le comportement des poutres.

Dans l'article sur les connexions [18], les auteurs investissent principalement l'impact des "gang nail plate" (GNPs) et de la colle utilisés avec des vis ainsi que des connexions à base de boulons à haute résistance. Les démarches expérimentales sont les mêmes que dans la section précédente. On a donc affaire à des tests à double cisaillement qui sont pratiqués avec des panneaux CLT dont la fibre externe est parallèle au sens de la poutre. L'agencement des expériences est représenté à la figure 2.25.

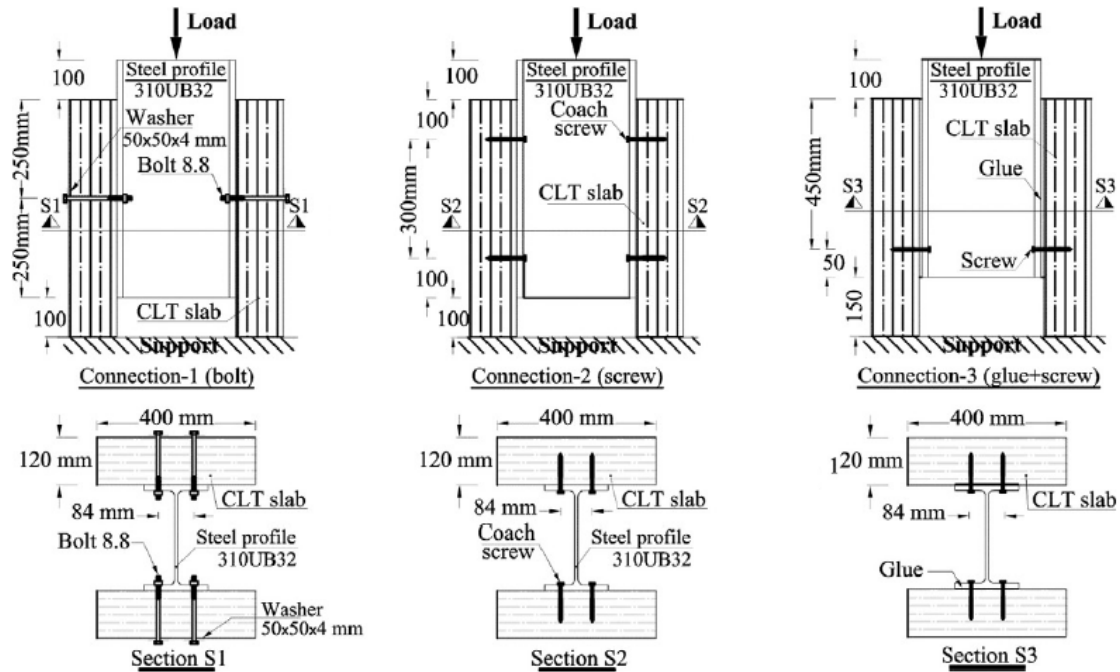


Figure 2.25 – Agencement des expériences.

Concernant le matériel utilisé, les vis expérimentées (plus précisément des tirefonds) (de classe de résistance 4.6) ont un diamètre de 12, 16 et 20 mm pour 100 mm de long et les boulons (de classe de résistance 8.8) ont un diamètre de 12 et 16 mm. Les boulons traversant le panneau CLT et la semelle de la poutre, sont précontraints et une plaque métallique de 5 cm sur 5 cm (ayant le rôle de rondelle) est insérée entre le CLT et la tête du boulon pour augmenter la surface de distribution des efforts et ainsi éviter un écrasement prématuré du CLT dans la direction perpendiculaire aux fibres. La tension appliquée aux boulons de 10kN ($0.14f_y$ et $0.08f_y$ pour les boulons de 12 et 16 mm de diamètre respectivement) est calculée en fonction de la contrainte de compression transversale que peut reprendre le CLT (4MPa) sur 25 cm^2 .

Les GNPs sont utilisés de manière à renforcer les panneaux CLT au niveau des trous prêts à recevoir les vis et dans le but d'améliorer la raideur et la résistance des connexions. Les GNPs font $100 \times 50 \times 1\text{ mm}$, ont une limite d'élasticité de 300 MPa et une résistance à la traction de 340 MPa. Ils sont disposés au nombre de 1 par vis de 12 mm de diamètre et au nombre de 2 par vis de 16 mm de diamètre. Ces fines plaques d'acier sont adjointes aux panneaux CLT par marteau. Ensuite des trous sont perforés à travers les GNPs et le CLT pour accueillir les connecteurs (ils sont rajoutés quand les panneaux CLT sont mis en place au bon endroit sur les poutres d'acier). Ce système de connexion a l'avantage d'être démontable.

Enfin la colle époxy a une résistance de 30 MPa à la traction, de 70 MPa à la

compression et de 15 MPa à l'effort tranchant. Elle est utilisée en conjonction avec des tirefonds de 16 mm de diamètre afin de fournir un comportement complètement composite avec le CLT et le profilé en acier. Pour ce faire, la colle est appliquée sur une surface de CLT de 450 mm sur 152 mm. Ensuite, le CLT est joint à la poutre et la colle sèche pendant une heure avant d'insérer les tirefonds. La colle sèche à une épaisseur d'environ 2 mm.

Je reprends maintenant les observations et conclusions apportées pour chaque sorte d'assemblage.

Conséquences de l'ajout des GNPs

Les modes de ruptures observés pour les vis sont les mêmes avec ou sans GNPs mais ces derniers réduisent légèrement la ductilité des connexions. Avec GNPs, la rupture est associée à la rupture de ces fines plaques en acier, un écrasement local du bois et la formation de une ou deux rotules plastiques dans les vis (dépendant du diamètre des vis). Le profilé en acier quant à lui ne montre aucune déformation durant et après les tests. De manière générale, les connexions avec vis montrent un comportement plutôt ductile.

Le comportement des connexions en fonction de l'effort de cisaillement appliqué est repris à la figure 2.26. Les graphes (a) et (c) correspondent aux assemblages avec tirefonds de 12 mm et 16 mm de diamètre respectivement ; les graphes (b) et (d) sont leurs homologues avec GNPs. Les graphes montrent que les connexions à base de vis ont un comportement élasto-plastique presque parfait.

Les valeurs qui décrivent entre autre le comportement des connexions, c'est-à-dire la résistance ultime et le module d'élasticité $k_{s,06}$ sont reprises dans le tableau de la figure 2.27.

Finalement les expériences ont montré que les GNPs permettent d'améliorer la résistance et plus particulièrement la rigidité en service des connexions avec vis. Pour les 2 vis de 16 mm de diamètre, la résistance de l'assemblage a été augmentée de 28% grâce aux GNPs et la rigidité a augmenté de 226 % (contre 70% pour les vis de 12 mm de diamètre) par contre la ductilité s'est vue réduite.

	Nail plate	Screw ^b		
		S12	S16	S20
Slip moduli	Without	9.52	8.21	6.11
$k_{s,0.6}$ (kN/mm)	With	16.23	26.8	–
Peak load capacity (kN)	Without	35.78 [3.7]	49.87 [8.8]	67.52
	With	38.88 [6.3]	63.98 [3.8]	[2.4]

^a The slip moduli $k_{s,0.6}$ is used as a representative of the connection stiffness within the service range of loading. The $k_{s,0.6}$ slip moduli is the slope of the load-slip curve between 10% and 60% of the peak load capacity.

^b The values in [] are CoV (in %) obtained from test results on three identical specimens.

Figure 2.27 – Valeurs caractéristiques des assemblages.⁴

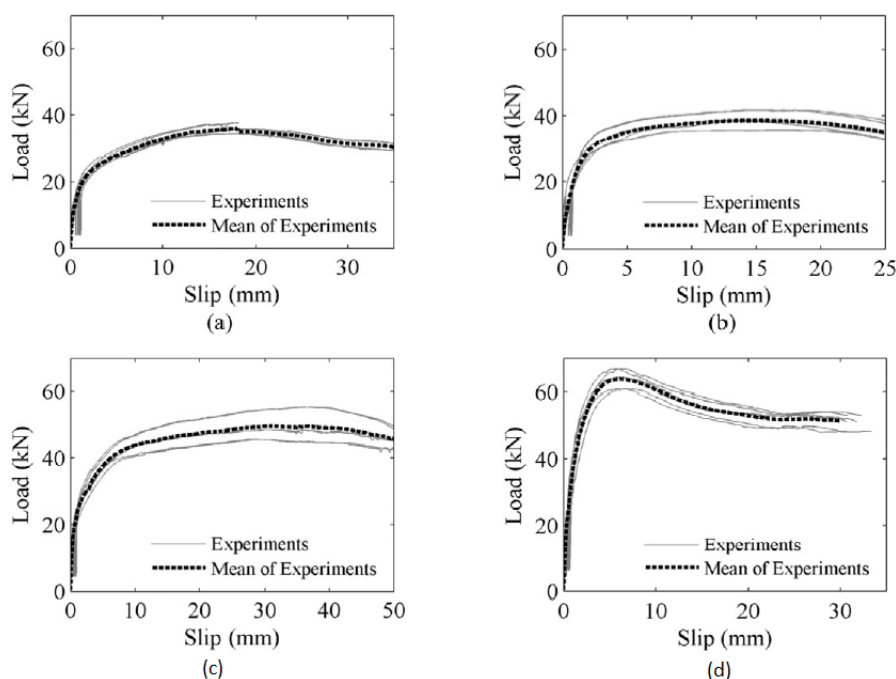


Figure 2.26 – Évolution du comportement des assemblages en fonction de la force appliquée avec (a) 2× vis 12mm (b) 2× vis 12 mm + GNP (c) 2× vis 16mm (d) 2× vis 16 mm + GNPs.³

En outre, on retrouve, dans la thèse de doctorat d'un des auteurs [45], 3 formules décrivant le comportement des assemblages avec tirefonds (sans GNP) en fonction du diamètre (en mm) de celui-ci lorsque le CLT est stimulé parallèlement à la direction de ses fibres externes. Les 2 premières donnent les modules de glissement

3. La configuration des assemblages, visible à la figure 2.25 montre que 4 vis sont utilisées mais les résultats expérimentaux sont donnés pour 2 vis pour pouvoir comparer les différents assemblages entre eux avec le même nombre de connecteurs (cfr nombre de boulons).

4. CoV est l'abréviation de "coefficient of variation".

($k_{s,04}$ et $k_{s,06}$) et la troisième donne la résistance ultime.

$$k_{s,04} = -0.47d^2 + 14.045d - 82.17 \quad \text{en kN/mm}$$

$$k_{s,06} = -0.4262d + 14.767 \quad \text{en kN/mm}$$

$$P_u = 3.9425d - 11.957 \quad \text{en kN}$$

Les assemblages sont testés 3 fois chacun donc les formules ne reflètent pas parfaitement la réalité mais peuvent donner un ordre de grandeur des résistances et raideurs qu'il est possible d'atteindre.

À propos du comportement des poutres mixtes utilisant des paires de tirefonds de 16 mm de diamètre disposés tous les 250 mm, avec ou sans GNPs, plusieurs modes de rupture combinés ont été observés. Le premier mode de rupture est ductile et consiste en une déformation excessive des connecteurs et la formation d'une ou deux rotules plastiques dans ceux-ci. Le deuxième mode de rupture est associé avec un écrasement local du bois. Le troisième mode de rupture concerne une rupture fragile par cisaillement de roulement au niveau de la deuxième couche des panneaux CLT (voir figure 2.28). Ce dernier mode de rupture a lieu au niveau du raccordement entre les panneaux CLT. Il est toutefois à noter que la rupture fragile liée n'a pas d'influence (ou est négligeable) sur la ductilité globale des poutres mixtes puisque les chercheurs n'ont pas mesuré de saut brusque de chargement lors des expériences.



Figure 2.28 – Rupture par cisaillement de roulement.

Colle et vis

Pour les assemblages utilisant de la colle et des tirefonds 16 mm, la rupture observée est fragile et correspond à une rupture de la colle. Selon les chercheurs, la combinaison de la colle avec des tirefonds rend l'assemblage plus ductile. Le profilé en acier quant à lui ne montre aucune déformation durant et après les tests.

Le comportement de l'assemblage en fonction de la force de cisaillement est représenté à la figure 2.29. Comparée aux autres connexions étudiées (avec uniquement des connecteurs mécaniques), la jonction acier/CLT via de la colle et des vis montre une résistance ultime et une raideur considérablement plus élevée.

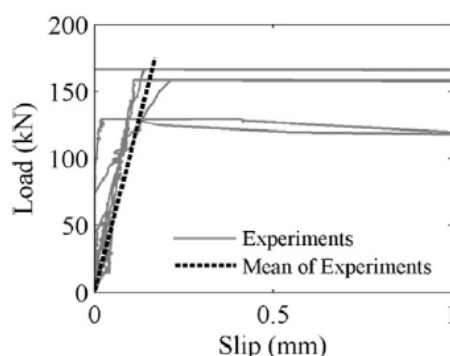


Figure 2.29 – Évolution du comportement de l’assemblage avec colle + vis en fonction de la force appliquée.

Concernant le comportement des poutres mixtes acier/CLT combinant colle et vis, les chercheurs ont étalé la colle sur toute la surface de la semelle supérieure de la poutre en acier et ont disposé les tirefonds de 16 mm de diamètre tous les 50 cm (un espacement 2 fois plus élevé que lors de l’utilisation de tirefonds uniquement). C’est également une rupture fragile qui s’est déclenchée au moment où la colle a rompu⁵. Une rupture fragile par cisaillement de roulement a aussi été observée au niveau du raccord des panneaux CLT. En contrepartie, cette connexion offre la meilleure rigidité initiale des poutres chargées parallèlement au sens de la fibre principale du CLT, jusqu’à ce que des fissures se développent et se propagent. Cette connexion à base de colle a aussi l’avantage de fournir un comportement presque complètement mixte sans déformations significatives avant que la colle ne se fissure (voir figure 2.30(b)).

5. Ce type de rupture était prévisible selon moi puisque la colle et les vis (de manière générale) ne travaillent pas de la même manière. La colle reprend tous les efforts de cisaillement jusqu’à ce qu’elle rompe subitement et ensuite elle lègue ces efforts aux vis qui sont trop peu nombreuses. Donc il faudrait que les vis soient en nombre suffisant et capables de reprendre entièrement les efforts de cisaillement pour empêcher que l’assemblage ne se rompe de manière fragile, ce qui signifie aussi que la colle n’est que le cas plus nécessaire (en terme de résistance mais conserve l’avantage d’une meilleure rigidité initiale). Ces 2 moyens de connexion travaillent indépendamment l’un de l’autre.

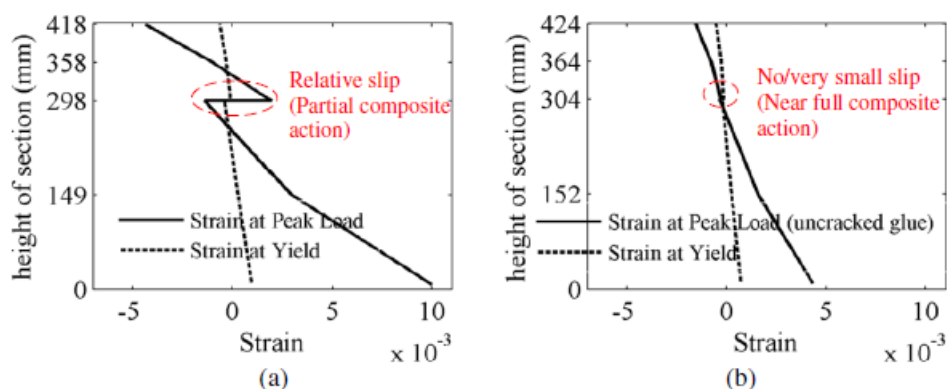


Figure 2.30 – Répartition des contraintes sur la hauteur des poutres acier/CLT (a) vis (b) vis et colle.

Boulons à haute résistance

Lorsque l'assemblage consiste à simplement utiliser des boulons, la rupture se veut fragile dû à une rupture du boulon et une séparation du CLT de la poutre en acier. Le profilé en acier quant à lui ne montre aucune déformation durant et après les tests.

On apprend par ailleurs que les boulons précontraints fournissent un comportement pleinement mixte au début de l'expérience, quand l'effort ne dépasse pas encore 11 kN. Avant ce stade, aucun glissement n'a encore eu lieu. La force qui provoque un glissement de la connexion dépend de la prétension que l'on peut mettre dans le boulon qui elle-même dépend de la compression perpendiculaire aux fibres que peut reprendre un panneau CLT. Augmenter la prétension dans le boulon augmente la raideur initiale mais pas la résistance ultime.

En comparaison avec les assemblages utilisant des vis, les connexions utilisant des boulons ont également montré une meilleure résistance qui s'explique par le fait que l'acier des boulons employés est très résistant comparé à l'acier des vis.

Les graphes qui décrivent le comportement des assemblages boulonnés sont représentés à la figure 2.31. On peut y voir que les boulons montrent des caractéristiques de durcissement. Les valeurs de raideur et résistance ultime sont quant à elles reprises à la figure 2.32.

	Nail plate	Bolt ^b	
		B12	B16
Slip moduli $k_{s,0.6}$ (kN/mm)	Without	6.26	9.66
	With	–	–
Peak load capacity (kN)	Without	79.88	123.4
	With	[2.2]	[3.9]

^a The slip moduli $k_{s,0.6}$ is used as a representative of the connection stiffness within the service range of loading. The $k_{s,0.6}$ slip moduli is the slope of the load-slip curve between 10% and 60% of the peak load capacity.

^b The values in [] are CoV (in %) obtained from test results on three identical specimens.

Figure 2.32 – Valeurs caractéristiques des assemblages.

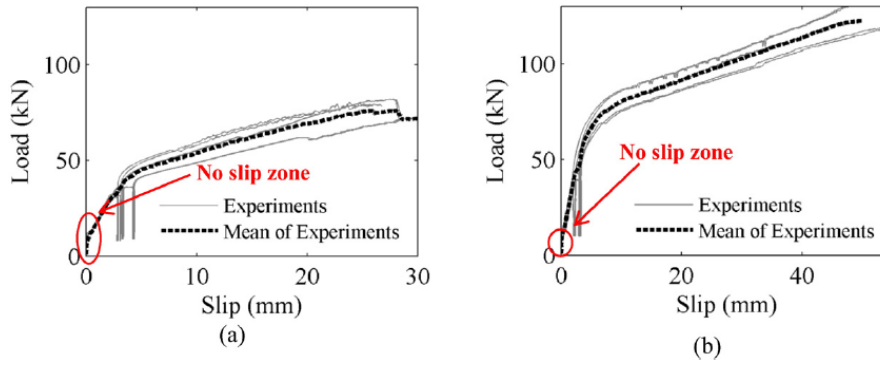


Figure 2.31 – Évolution du comportement des assemblages en fonction de la force appliquée avec (a) 2× boulons 12mm (b) 2× boulons 16mm.

Au terme de l'étude de ces différents assemblages, les chercheurs ont introduit la formule 2.1 (déjà présentée plus haut dans ce mémoire et reprise ci-dessous) décrivant les déformations des assemblages expérimentés en fonction de l'effort appliqué. Les paramètres à utiliser pour des connexions similaires sont repris dans le tableau à la figure 2.33. Dans ce tableau, R^2 , le degré de détermination, est toujours plus grand que 0.9798 signifiant ainsi que la formule développée respecte bien les résultats expérimentaux.

$$f = \frac{(k_0 - k_p)s}{\left\{1 + \left[(k_0 - k_p)\frac{s}{f_0}\right]^{n_1}\right\}^{\frac{1}{n_1}}} + \frac{(k_p + k_s)s}{\left\{1 + \left[(k_p + k_s)\frac{s}{f_1 - f_0}\right]^{n_2}\right\}^{\frac{1}{n_2}}} - k_s s \quad (2.2)$$

2.1. Types de connexion

Connector	Screw without nail plate			Bolt		Screw with nail plate	
	S12	S16	S20	B12	B16	S12	S16
f_0	26.7	49.5	52.4	6.8	5.5	38.2	37.4
f_1	42.4	284.5	73.8	40.9	69.8	85.5	65.5
k_0	47.7	198.8	310.7	114.5	122.1	41.5	64.5
k_p	0.741	1.569	1.836	11.3	16.27	0.144	52.8
k_c	0.337	0.778	-0.069	-1.396	-1.097	1.654	0.553
n_1	1.03	0.5	0.45	8.48	2.24	1.19	6.294
n_2	8.3	0.52	9.1	2.75	3.35	4.015	2.13
R^2	0.9985	0.9943	0.9998	0.9987	0.9998	0.9997	0.9798

Figure 2.33 – Paramètres à introduire dans la formule 2.1.

En outre, la conclusion sur les poutres mixtes contient deux informations intéressantes. Les assemblages comparés (vis tous les 25 cm, vis + GNP, vis + colle, boulons, tirefonds et boulons + ciment) ont montré un comportement mixte efficace d'au moins 70%. L'assemblage à base de colle développe même un comportement mixte jusqu'à 91%. Ensuite, en comparant les poutres mixtes en acier et CLT avec leurs homologues en acier pur, ils ont observé qu'il est possible d'augmenter la résistance des poutres de 40% grâce au comportement mixte.

J'aimerais clôturer le compte rendu synthétique sur les recherches faites par ces scientifiques en donnant mon point de vue. Je trouve que ces investigations sont diversifiées dans les moyens de connexion mais pas assez au sein de chacun de ces moyens. Pour les connexions avec les tirefonds, les plus simples en montage-démontage, la longueur du tirefond n'est pas variée ; on ne connaît donc pas son implication. Il faudrait encore analyser le nombre de couches du panneau CLT traversées, la hauteur de chacune... Il y a encore plusieurs paramètres à analyser pour pouvoir décrire avec précision un moyen de connexion en particulier. D'ailleurs, dans un autre article écrit par ces mêmes auteurs en collaboration avec un auteur supplémentaire [46], ils font une étude aux éléments finis sur les connexions "simples" et trouvent entre autre que la longueur du tirefond peut avoir de l'importance. Je donne donc, ci-dessous, un aperçu rapide de ce qu'ils ont trouvé.

Étude numérique aux éléments finis

Dans l'article [46], les chercheurs créent des modèles via éléments finis (sur le programme Abaqus) pour correspondre au mieux aux résultats expérimentaux présentés ci-avant avec les tirefonds de 12, 16 et 20 mm de diamètre et les boulons précontraints de 12 et 16 mm de diamètre. Ensuite ils entament une étude paramétrique ; cela leur permet alors d'étudier des paramètres qu'ils n'avaient pas forcément fait varier jusque-là. Les paramètres qui varient comprennent la longueur du connecteur, sa limite d'élasticité et l'épaisseur de semelle métallique.

Ils remarquent alors que le ratio l/d des connecteurs de type goujon (avec " l ", la longueur de pénétration dans le bois et " d " le diamètre du tirefond) influe le

comportement de la connexion et de sa rupture mais reste minime tant que ce ratio est plus petit que 4.

Concernant la limite d'élasticité des tirefonds, ils la font varier entre 120 et 360 MPa et remarquent qu'elle a une influence directe sur sa résistance ultime. En effet, la résistance ultime est proportionnelle à la racine carrée de la limite d'élasticité des connecteurs, $F_u \propto \sqrt{\sigma_y}$.

En outre, le ratio entre le diamètre du connecteur (d_s) et l'épaisseur de la semelle de la poutre (t_s) peut aussi avoir un impact sur le mode de rupture de l'assemblage CLT/acier. En effet, lorsque ce ratio (d_s/t_s) dépasse 2.0, la résistance ultime de la connexion décroît car la rupture commence alors à être dominée par des contraintes plastiques dans la semelle au niveau des trous recevant les tirefonds. Par contre, concernant la raideur initiale de la connexion, elle n'est pas influencée pour des ratios plus petits que 3.0.

2.1.5 Comparaison de plusieurs idées de connexions innovantes

Je vais maintenant présenter une série de connexions imaginées et comparées à l'Université de Trento (Italie) que l'on retrouve dans 2 articles [47][48] (le deuxième étant la suite du premier). Plusieurs de ces connexions sont innovantes. Les assemblages ont été échafaudés dans le but d'être rapidement mis en place et peuvent majoritairement être préfabriqués en usine, permettant ainsi de réduire le temps d'assemblage sur chantier. Grâce à un grand taux de préfabrication en usine, cela permet même de construire sous conditions météorologiques difficiles. Ces connexions ont également été choisies selon le comportement mécanique des matériaux ainsi qu'en fonction de la faisabilité et les coûts d'assemblage sur place. Enfin, les assemblages ont également pour rôle de reprendre les forces de cisaillement entre l'acier et le CLT afin d'assurer un comportement mixte aux poutres acier/CLT.

Plusieurs tests expérimentaux ont été établis pour définir quels connecteurs sont les plus efficaces.

Concernant le bâtiment de référence qui a guidé les recherches, il s'agit d'un bâtiment résidentiel. Les chercheurs ont tenu à ce que la structure présente de grands espaces architecturalement modifiables durant le cours de vie du bâtiment. Les planchers sont donc formés d'un grillage fait de poutres en acier sur lequel on vient poser les panneaux CLT soigneusement connectés aux poutres afin d'assurer un diaphragme et résister aux charges aussi bien verticales que horizontales. Enfin, la mixité acier/bois peut se faire avec différentes sortes de connexions dont on peut aussi varier l'arrangement.

Passons maintenant à la présentation de ces connexions représentées à la figure

2.35. Les connexions sont divisées en 3 sous-groupes.

- Type A : les connexions reprises dans cette catégorie sont dites "sèches", on utilise que de la ferraille pour joindre le CLT aux poutres. Ce sont les connexions les plus générales. Elles sont détaillées ci-dessous :
 - I-A-1, de fines plaques d'acier sont soudées des 2 côtés de la poutre. Le tout est traversé par des vis auto-taraudeuses insérées perpendiculairement à la fibre du bois.
 - I-A-2/3, des éléments en acier sont soudés des 2 côtés de la poutre et sont connectés avec le CLT via des vis auto-taraudeuses inclinées. L'épaisseur des éléments en acier varie entre les 2 propositions, ils sont plus épais dans la proposition I-A-3.
 - I-A-4/7, on joint un disque en acier épais au CLT via des vis auto-taraudeuses et on serre le disque à une barre filetée, elle-même soudée à la poutre d'acier. I-A-4 utilise une barre flexible tandis que I-A-7 utilise une barre rigide.
 - I-A-5, une plaque métallique est fixée au panneau CLT à l'aide de vis auto-taraudeuses insérées verticalement et est traversée par une barre filetée soudée à la poutre.
 - I-A-6, une plaque métallique est fixée au panneau CLT à l'aide de vis auto-taraudeuses insérées de manière oblique et est traversée par une barre filetée soudée à la poutre.
 - I-A-8/9, une plaque de cisaillement est attachée à la base à l'aide d'une barre métallique filetée. I-A-8 ne travaille que sur un seul plan de cisaillement et I-A-9 travaille en double cisaillement.

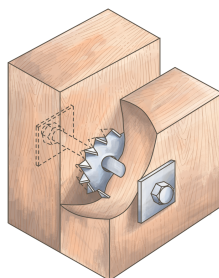


Figure 2.34 – Représentation d'une plaque de cisaillement [49].

- Type B : ces connexions utilisent une résine à base d'époxy. Elles sont favorables pour créer un matériau composite acier-bois. Pour ces assemblages, le panneau CLT est préalablement troué afin d'accueillir les connecteurs métalliques ; ensuite, les trous sont remplis de colle. Ci-dessous, sont décrites plusieurs utilisations de cette colle :
 - I-B-1/2, barre soudée à la poutre en acier et collée au panneau CLT.

Pour la proposition I-B-1, la barre est à moitié filetée alors que pour I-B-2, la barre est complètement filetée.

- I-B-3, tuyau creux soudé à la poutre et collé au CLT.
- I-B-4, barre soudée à la poutre et collée au CLT. Cette connexion est renforcée à la base par une plaque trouée placée horizontalement.
- I-B-5/6/7, plaque d'acier aux surfaces lisses trouée et soudée sur son bord à la poutre et jointe au panneau CLT à l'aide de colle. La proposition I-B-5 utilise une plaque partiellement trouée, I-B-6 utilise une plaque trouée symétriquement et I-B-7 utilise une plaque partiellement trouée jointe au CLT avec une colle à base d'époxy mais avec différents dosages⁶.
- I-B-8/9, plaque d'acier aux surfaces rugueuses soudée à la poutre et jointe au panneau CLT à l'aide de colle. I-B-8 a des surfaces striées alors que I-B-9 a de fins éléments en acier soudés à ses surfaces.
- Type C : ces connexions sont un mixte des 2 précédentes, elles utilisent de la résine à base d'époxy et des connecteurs en acier. Deux cas ont été étudiés :
 - I-C-1/2, il s'agit des propositions I-A-6 et I-A-7 auxquelles on a rajouté de la colle dans les espaces autour de la barre verticale.

6. Rmq : I-B-7 est décrit comme dans l'article mais sur l'image, on aperçoit une plaque trouée de manière symétrique ; je pense que l'image est fidèle à la situation

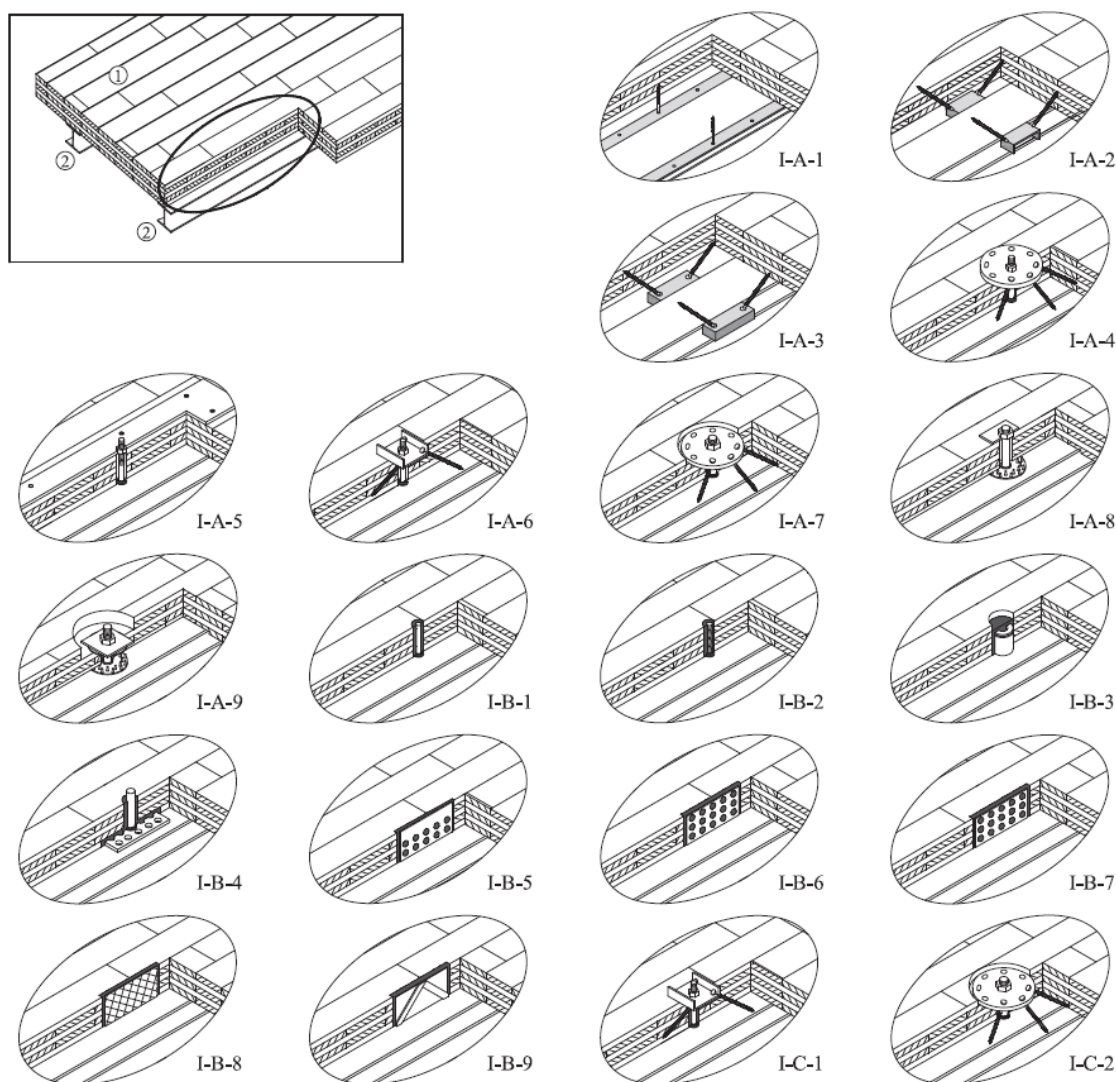


Figure 2.35 – Les différents assemblages proposés [47].

Les tests expérimentaux ont été réalisés avec une configuration en double cisaillement avec la fibre externe des panneaux CLT parallèle à la direction de la poutre. Ils ont donc connecté 2 panneaux CLT de part et d'autre d'une poutre en acier et en maintenant un matériau tout en appliquant progressivement une force sur l'autre (force parallèle à la direction de la poutre), on peut mesurer les déplacements occasionnés jusqu'à la rupture. Ils ont également exécuté des tests avec augmentation de charges cycliques pour mieux simuler le comportement élastique du plancher en état de service. Les panneaux CLT testés sont épais de 10 cm et sont constitués de 5 couches. La poutre quant à elle, a l'apparence d'un H et est constituée d'acier S275.

Les chercheurs ont alors observé qu'aucun assemblage ne s'est rompu de manière fragile avant d'avoir atteint un déplacement relatif de 1 cm. Ce qui leur a fait conclure que le comportement est essentiellement ductile.

La manière de rompre pour les types A et C ainsi que les 2 premières propositions de type B est majoritairement due à une rupture de cisaillement des vis ou des barres filetées. Les ruptures observées sont locales et il s'agit d'un arrachement de la tête de vis ou bien d'une rupture nette de cisaillement au pied des barres. Dans les autres cas étudiés de type B, les connexions étaient plutôt résistantes ; les ruptures observées se situent au niveau de la surface de contact entre la résine et l'élément en acier.

Ce sont les solutions I-B-5 et I-B-9 qui se sont montrées les plus rigides grâce au développement d'un mécanisme de cisaillement développé entre l'acier, le bois et la résine. Ces solutions résistent jusqu'à une fourchette entre 170 et 250 kN.

Les autres solutions de type B quant à elles, développent une résistance procurée par la compression de l'acier, le bois et la résine.

Les expériences ont montré que les assemblages à base de colle ont les meilleurs comportements face au cisaillement. Attention tout de même que les solutions employant des barres métalliques, I-B-1 et I-B-2 plus I-C-1 et I-C-2 sont limitées par la résistance de la barre.

En outre, les solutions I-C-1 et I-C-2 sont considérablement plus rigides que leurs homologues I-A-6 et I-A-7 qui n'utilisent pas de résine. D'ailleurs, la limite d'élasticité est approximativement doublée avec l'utilisation de colle.

Concernant les assemblages sans colle, l'utilisation de vis semble être plus attractive que l'utilisation de barre métallique, d'autant plus quand les vis sont inclinées. I-A-3 ayant été observé comme l'assemblage mécanique avec la raideur la plus élevée. I-A-2 et I-A-8 représentent également des cas intéressants puisqu'ils montrent des propriétés mécaniques similaires (raideur et résistance ultime). Toutefois, l'assemblage I-A-8 demande une installation minutieuse et demande plus d'espace entre chacun des assemblages (quand ils sont distribués le long d'une poutre).

En ce qui concerne le comportement des assemblages par rapport à un cas de charge perpendiculaire au plancher, les connexions de type B ont l'air plus efficaces. Selon les graphes et le tableau de résultats (figures 2.36 et 2.37), la meilleure solution serait alors l'assemblage I-B-7. Cette connexion offre la plus grande résistance (F_M), un module de glissement élevé (K_i) et une bonne ductilité.

A propos de l'efficacité de l'acier et du bois à travailler en tant que matériau composite (c'est-à-dire le degré de connexion atteignable), les chercheurs ont calculé ce facteur η (disponible dans le tableau de la figure 2.37) de la manière suivante :

$$\eta = \frac{EJ_{eff} - EJ_0}{EJ_\infty - EJ_0} \quad (2.3)$$

où EJ_{eff} est la rigidité effective du système pour une connexion semi-rigide, EJ_∞

est la rigidité du système pour une connexion parfaitement rigide et EJ_0 est la rigidité du système sans connexion. Ils ont alors pu observer que les assemblages "secs" de type A ne semblent pas optimaux ($\eta < 0,5$) excepté les propositions A-I-1, A-I-2 et A-I-3 dont le facteur d'efficacité peut atteindre 0,68 et peut être plus encore en variant l'inclinaison des vis.

Quant à la capacité à retrouver sa forme initiale une fois que la charge est retirée, les tests cycliques ont montré que les assemblages avec colle de type B et C seraient plus favorables dans ce sens (déformations résiduelles inférieures à 0,1mm). Cela représente également un avantage au bois et à l'acier pour travailler en tant que matériau composite. L'assemblage A-I-2 possède également une déformation résiduelle acceptable.

Il est à noter que les assemblages A-I-1, A-I-2 et A-I-3 restent toutefois les assemblages les plus faciles à mettre en place puisqu'ils ne demandent pas de travail au préalable avec les panneaux CLT. En effet, pour ces assemblages, on dispose le CLT sur la poutre et puis on insère les vis. Pour les autres solutions, il faut nécessairement procéder à la formation de trous bien définis dans le CLT pour accueillir les connecteurs.

J'aimerais ajouter que les solutions utilisant la résine à base d'époxy me semblent compromettre la réutilisation des panneaux CLT. En employant cette colle, le démantèlement du plancher me semble compliqué. Après avoir émis mon doute aux auteurs, ils m'ont répondu qu'on pouvait réutiliser les panneaux CLT, qu'il suffisait de couper les éléments soudés et créer de nouveaux trous prêt à recevoir les nouveaux assemblages. Mais mon doute persiste quant à la possibilité de couper l'élément soudé. À ma connaissance, je ne vois pas quel outil pourrait s'insérer entre la poutre et le CLT afin de couper le connecteur et ce sans trop abîmer le bois.

Par contre, je peux concevoir que l'on contourne la connexion avec un outil tranchant depuis la surface du panneau CLT afin de désolidariser l'assemblage du reste du panneau. On peut alors récupérer le panneau CLT et sans doute réutiliser ces trous pour accueillir les futurs assemblages ou bien boucher les trous. Mais je ne sais pas si la poutre en acier est réutilisable parce qu'il faut encore enlever l'assemblage et la rendre lisse.

2.1. Types de connexion

Main test results for the different tested beam-to-panel connections.

ID	K_i (kN/mm)	F (kN)			δ (mm)				μ	η	s (mm)
		F_y	F_M	F_u	δ_y	δ_M	δ_u	$\delta_{L,u}$			
I-A-1	8.2	16.8	21.84	21.45	2.1	12.47	15.00	0.24	7.3	0.53	40
I-A-2	28.1	47.4	57.97	54.86	1.7	8.44	11.33	0.23	6.7	0.66	80
I-A-3	31.0	43.7	50.32	41.06	1.4	3.24	15.00	0.28	10.6	0.68	80
I-A-4	1.8	^a	27.39	27.39	^a	15.00	15.00	0.14	^a	0.04	275
I-A-5	4.8	7.6	18.53	18.53	1.6	15.00	15.00	0.00	9.4	0.16	140
I-A-6	6.0	17.9	24.26	23.91	3.0	13.56	15.00	0.03	5.1	0.11	265
I-A-7	10.0	26.0	37.42	37.42	2.6	15.00	15.00	0.34	5.8	0.19	240
I-A-8	24.6	49.7	59.47	59.13	2.0	9.42	15.00	0.19	7.4	0.28	345
I-A-9	18.0	43.5	62.33	62.33	2.4	15.00	15.00	0.01	6.2	0.23	345
I-B-1	43.4	30.3	36.84	35.30	0.7	13.62	15.00	0.26	21.4	0.75	80
I-B-2	64.4	32.5	36.55	35.87	0.5	4.36	10.93	0.16	21.9	0.82	80
I-B-3	126.6	93.6	109.92	94.70	0.7	2.60	15.00	1.81	20.3	0.70	300
I-B-4	515.3	108.4	171.36	137.09	0.2	1.80	5.16	1.21	24.6	0.83	600
I-B-5	480.7	190.1	209.92	204.26	0.4	9.29	15.00	0.26	37.5	0.92	230
I-B-6	309.5	139.3	167.36	136.06	0.5	8.11	15.00	0.52	33.3	0.88	230
I-B-7	372.4	207.2	243.76	195.01	0.6	6.43	14.61	0.51	17.7	0.90	230
I-B-8	402.2	165.3	177.38	163.62	0.4	4.38	15.00	1.18	36.6	0.91	230
I-B-9	308.7	117.3	145.88	122.78	0.4	2.98	15.00	1.14	39.5	0.87	260
I-C-1	52.4	36.1	38.50	38.50	0.7	10.24	10.24	0.03	14.8	0.52	265
I-C-2	60.7	60.7	71.26	71.26	1.0	15.00	15.00	0.35	15.0	0.59	240

ID, connector identifier.

K_i , initial slip modulus according to EN 12512.

F_y , yield load according to EN 12512.

F_M , maximum recorded load within a slip of 15 mm.

F_u , ultimate load, the load at the ultimate slip.

δ_y , yield slip according to EN 12512.

δ_M , slip at maximum load.

δ_u , ultimate slip defined as the slip matching the minimum between the failure load and the 80% of maximum load, anyway not greater than 15 mm.

$\delta_{L,u}$, average lateral opening between the steel and timber elements.

μ , slip ductility of the connection evaluated as the ratio between the slip at the ultimate and yield load.

η , structural efficiency of the connection assuming the minimum allowed spacing.

s , minimum spacing for connections according to Eurocode 5 and DIN 1052.

^a Case with no yielding point within 15 mm.

Figure 2.37 – Tableau reprenant une estimation des principales propriétés mécaniques à partir des expériences et les valeurs d'espacement requises entre les assemblages.

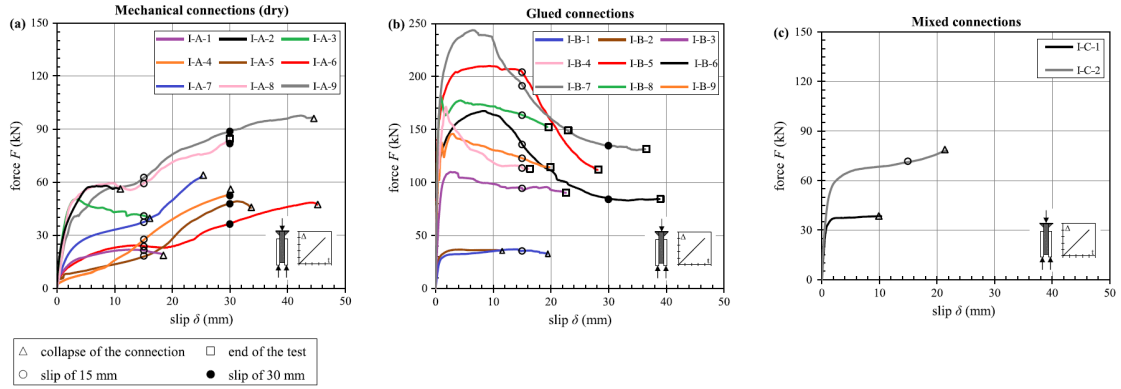


Figure 2.36 – Graphes illustrant les résultats expérimentaux. ⁷

Pour conclure cette première partie, au vu des avantages et inconvénients de toutes les connexions, les chercheurs ont donc abouti à l'utilisation des connexions

7. Comme on peut l'apercevoir, beaucoup de tests I-B se terminent par un carré ce qui signifie la fin du test. Ce n'est donc pas une rupture précipitée qui a déterminé la fin de ces tests. Ces éléments sont donc plus résistants que ne laisse paraître le graphe.

I-A-3 et I-B-7 pour construire leurs planchers. La méthode de connexion I-A-3 servirait à joindre les panneaux CLT aux poutres tandis que I-B-7 serait utilisé pour exploiter le mixte acier/bois.

A présent, je vais résumer la deuxième partie des articles qui se centre plus sur l'effet diaphragme des planchers et la résistance sismique accrue des structures légères.

Dans cette partie les chercheurs ont également comparé 3 types de planchers mixtes : un premier en acier et béton, un second en bois et béton et un troisième en acier et bois. Les planchers ont été conçus pour répondre aux mêmes critères (portée, hauteur de plancher, charges et limite de flèche).

Les chercheurs ont directement observé que le mixte acier/CLT offre des caractéristiques similaires aux planchers utilisant du béton renforcé et offrant même un bien meilleur ratio aptitude/poids propre (rappelant une réduction de la quantité de matériau brut, une réduction des forces agissant sur les fondations et une réduction des actions liées aux séismes).

A propos des connexions déjà étudiées ci-dessus, quand les différents types de connexions ont été soumis à des cas de charges cycliques, il a alors été montré que le comportement de ces assemblages est globalement ductile. Cependant, les déformations et la dissipation d'énergie varient beaucoup.

En cas de séismes, il vaut mieux des assemblages ductiles et qui savent dissiper l'énergie tout en restant suffisamment robustes. Pour répondre à ces critères, les chercheurs ont alors gardé les connexions I-A-1, I-A-3, I-A-8, I-B-2, I-B-5, I-B-6, I-B-7, I-B-8, I-B-9 et I-C-2 pour les étudier plus en détail à l'aide de la méthode aux éléments finis. Sur base des résultats expérimentaux, ils ont rentré les données nécessaires dans un programme aux éléments finis et ont comparé des planchers mixtes de 6m de portée. Ils ont alors évalué les flèches des planchers ; les résultats obtenus sont repris sur la figure 2.38. Ces figures ont montré que tous les systèmes sont plutôt ductiles et que leurs comportements dans la partie élastique sont proches du comportement d'un système travaillant totalement en mixte. De plus, la raideur estimée varie entre 75 et 92% d'un système totalement mixte.

À l'exception des assemblages I-A-1 et I-B-6, il est tout à fait possible de construire une structure mixte avec de bonnes performances, offrant suffisamment de plasticité, une bonne résistance et évitant toute rupture fragile. En effet, il apparaît qu'une déformation plastique locale apparaît dans la poutre en acier et évite alors une rupture fragile du panneau CLT. Même si le comportement du système dépend fort de la poutre, il est important de concevoir soigneusement les connexions qui jouent un rôle clé.

Suite à cette première comparaison, la méthode de connexion I-B-7 semble être la plus efficace.

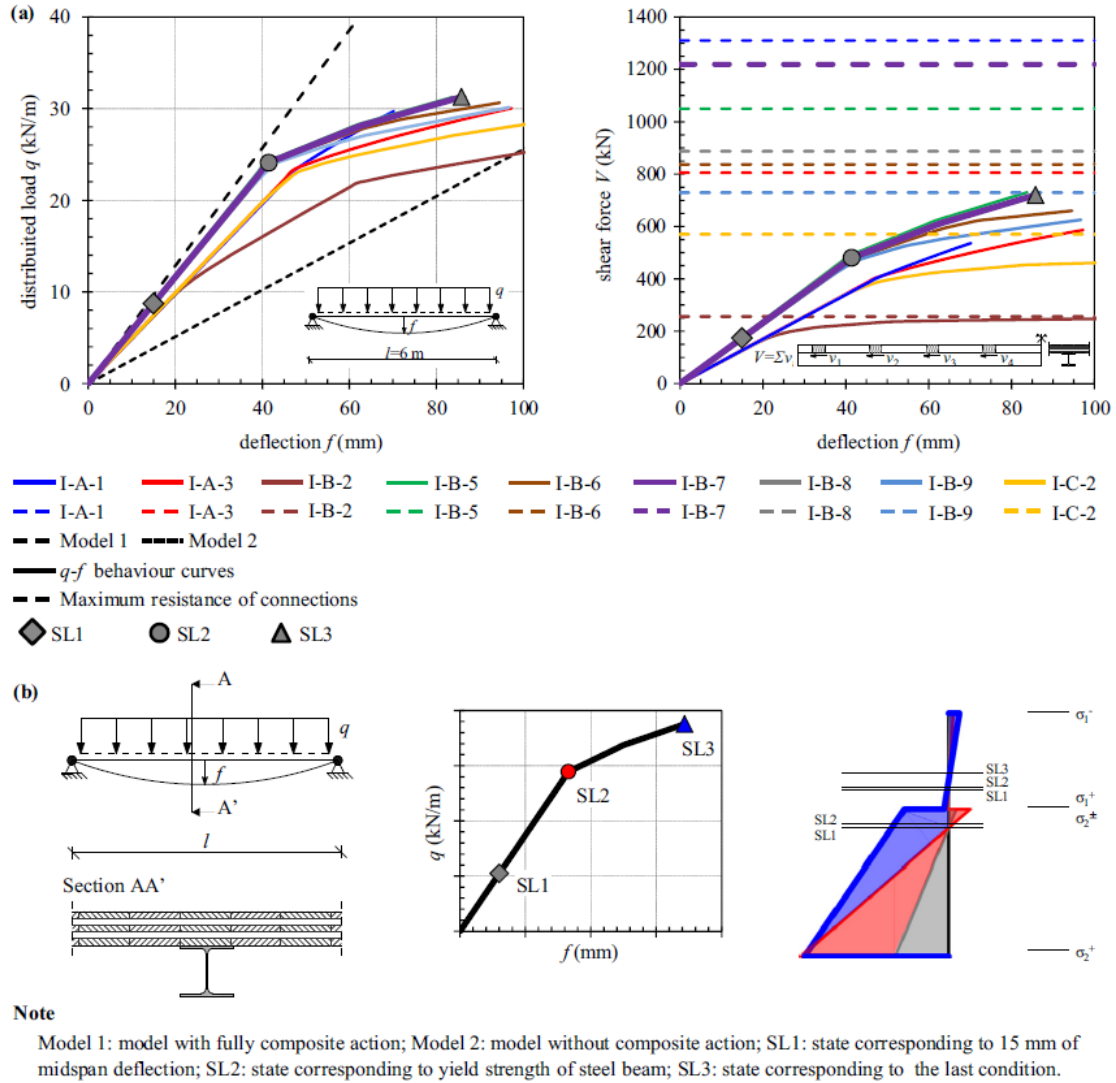


Figure 2.38 – Graphes comparant les flèches des planchers mixtes utilisant les différents connecteurs.

Les chercheurs ont ensuite étudié plus en profondeur l'effet diaphragme que peut offrir un plancher mixte à base de CLT et l'implication des connexions. Leurs analyses ont donc mis en évidence que le comportement dans le plan des planchers est affecté par la hiérarchie des connexions avec la poutre et entre panneaux CLT. Plus précisément, la capacité portante du plancher dépend plus des connexions acier/CLT et la rigidité du plancher provient majoritairement des connexions entre panneaux. En général, les connecteurs I-A-3 sont recommandés.

Pour conclure cette deuxième partie, les chercheurs ont retenu les connexions I-A-1 et I-B-7. Ces solutions hybrides procurent les avantages suivants : structure

légère, réparable, possibilité de réutiliser les matériaux de construction, réduction du temps et du coût de construction, tout en construisant de manière durable.

En prenant les conclusions des 2 articles, les connecteurs I-A-1, I-A-3, I-B-7 et I-B-8 seraient donc les plus appropriés parmi toutes les solutions proposées pour construire en mixte acier/CLT. Il pourrait même être judicieux de varier les connecteurs en fonction des avantages qu'ils offrent. Mais je reste malheureusement dubitatif quant aux connecteurs à base de colle et leur côté réutilisable.

2.1.6 Connexion avec une couche de béton

Ce moyen de connexion est présenté brièvement ici parce qu'il fournit des propriétés intéressantes mais ce plancher a l'inconvénient de ne pas être démontable/réutilisable (et est également moins écologique). La recherche soignée et complète que je m'apprete à exposer a été faite aux USA par une firme spécialisée dans l'acier. Elle analyse la possibilité de construire de hauts bâtiments en bois et acier [50].

Le système consiste en une ossature en acier avec un plancher en CLT recouvert d'une couche de béton de 62 mm d'épaisseur pour des raisons de durabilité, d'acoustique et de résistance au feu de toute la structure. Le comportement composite du plancher est assuré par des vis conçues à cet effet. Les poutres utilisées sont asymétriques et le plancher repose sur les semelles inférieures. L'aspect du plancher est fourni à la figure 2.39 et est similaire à un "slimfloor".

Le système étudié est conçu pour que le plancher couvre 7,4 m de portée, celui-ci a une épaisseur totale de 27 cm.

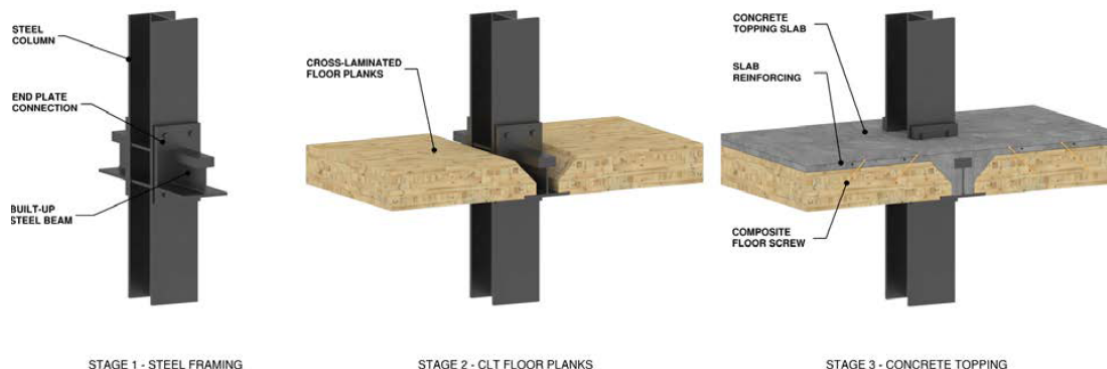


Figure 2.39 – Représentation de la structure.

La recherche est centrée sur la comparaison d'un bâtiment résidentiel qui a une structure classique acier/béton avec ce même bâtiment conçu à l'aide de la structure novatrice proposée. Le but étant de déterminer la faisabilité de cette structure dans

un bâtiment résidentiel assez élevé, les études portaient donc sur la construction du bâtiment, la résistance sismique, la taille des fondations, l'acoustique, les coûts ... La majorité des conclusions tirées sont les suivantes :

- D'un point de vue marketing, ils ont étudié un plancher devant couvrir des portées de 8,4 sur 7,4 m et ils ont vu que c'est réalisable. Ces portées sont plus grandes que beaucoup de portées requises sur le marché, il est donc possible de les diminuer et de faire ainsi des économies.
L'épaisseur du plancher est légèrement plus élevée pour le nouveau système, ce qui impacte un peu la hauteur sous-plafond.
- D'un point de vue de la limite de mise en service, le plancher composite va sûrement gouverner le dimensionnement global de la structure. La flèche à long terme du plancher sera similaire à celle d'un plancher traditionnel.
En terme d'acoustique, ils s'attendent à ce que la couche de béton ainsi que ce qui le recouvrira (tapis, parquet en bois, etc) jouent le rôle d'isolant.
Par rapport au feu, le système devrait répondre aux critères de prévention d'incendie grâce à un comportement passif. Un enrobage peut également être appliqué autour du bois et de l'acier et devra être déterminé par des tests au feu.
Concernant la durabilité, le plancher mixte est prévu pour résister plus longtemps que ce que requiert la durée de vie du bâtiment. Le béton jouant un rôle facteur dans la durabilité du plancher.
- D'un point de vue construction, l'acier et le bois sont préfabriqués, ce qui réduit la durée du chantier et permet d'épargner de l'argent. La nouvelle structure est également plus légère (environ 65% du poids de la structure traditionnelle), ce qui réduit les coûts de fondation, les charges sismiques et le temps de construction.
- D'un point de vue des coûts, les recherches préliminaires montrent que le coût de la nouvelle structure est comparable au coût d'une structure en béton (avec une marge de 10%), dépendant des spécificités du projet et du marché.

Le rapport montre donc que ce système est envisageable dans la construction de bâtiments résidentiels multi-étages et a besoin d'être confirmé à travers des projets.

2.2 Calcul de connexion

Avec les quelques documents résumés jusqu'à présent, on apprend les différentes manières de joindre les panneaux CLT aux poutres en acier et l'efficacité de ces connexions mais on apprend peu comment calculer ces jonctions. Certaines formules qui ont été fournies, peuvent donner quelques ordres de grandeur mais il n'y a rien d'officiel. J'ai donc continué mes recherches pour savoir comment calculer

les résistances des connexions. L'Eurocode 5 [51] fournit des formules pour des assemblages bois-métal mais ces formules ne suffisent pas puisqu'elles demandent de connaître la portance locale du bois et la résistance à l'arrachement de l'organe d'assemblage. Des formules existent déjà pour décrire ces caractéristiques et sont reprises dans l'Eurocode mais elles nécessitent d'être revues pour pouvoir être appliquées au CLT (cette manière d'utiliser le bois est encore relativement récente). Ces valeurs dépendent du type de bois et de son industrialisation mais il n'existe pas encore de formules reconnues officiellement qui décrivent ces caractéristiques pour le CLT. Cependant des études ont déjà été menées et certaines formules sont reprises par des scientifiques qui continuent à étudier le CLT en construction.

Pour mieux comprendre ce que l'on cherche exactement maintenant, je reprends ci-dessous la formule de l'Eurocode 5 qui donne la résistance caractéristique à la rupture ($F_{v,Rk}$) d'un assemblage bois-métal avec vis, en simple cisaillement lorsque la plaque métallique est dite épaisse (son épaisseur est plus grande ou égale au diamètre de la tige) :

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2, 3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (2.4)$$

Où⁸ :

- $F_{v,Rk}$ est la valeur caractéristique de la capacité résistante par plan de cisaillement et par organe ;
- $f_{h,k}$ est la valeur caractéristique de la portance locale dans l'élément de bois ;
- t_1 est la valeur minimale entre l'épaisseur de l'élément de bois latéral et la profondeur de pénétration ;
- d est le diamètre de l'organe ;
- $M_{y,Rk}$ est la valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique de l'organe ;
- $F_{ax,Rk}$ est la valeur caractéristique de la capacité d'arrachement axial d'un organe d'assemblage.

$M_{y,Rk}$ est déjà défini dans l'Eurocode 5 pour plusieurs sortes de connecteurs et une formule est également fournie pour $F_{ax,Rk}$ mais certains paramètres demandent d'être adaptés au CLT.

La formule pour les pointes autres que lisses, est la suivante :

$$F_{ax,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{ax,k} d t_{pen} \\ f_{head,k} d_h^2 \end{array} \right. \quad (2.5)$$

Où⁸ :

- $f_{ax,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement du côté de la pointe ;
- $f_{head,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance à l'enfoncement du côté de la tête ;
- t_{pen} est la longueur de pénétration du côté de la pointe ou la longueur de la partie crantée dans l'élément du côté de la pointe ;
- d_h est le diamètre de la tête de la pointe.

Afin de faire des calculs d'assemblage les plus adaptés possible à l'utilisation du CLT, il faut donc définir $f_h, k, f_{ax,k}$ et $f_{head,k}$.

Pour ce faire, j'ai lu 2 documents dont je relève les points intéressants ci-dessous.

2.2.1 Document 1

Le premier document que j'ai lu est celui cité à plusieurs reprises par les scientifiques qui se sont intéressés aux connexions à tige filetée dans le CLT. Parmi ceux-ci, on retrouve entre autres les scientifiques responsables des articles décrits aux sections 2.1.3 et 2.1.4.

Ce premier document sur les calculs d'assemblage CLT/acier semble donc être une référence.

Il s'agit en fait de l'étude des connexions dans les structures en CLT à base de connecteur de type goujon[52] (publiée en 2012) faite par 2 professeurs allemands sur le bois dans la construction : Uibel & Blass.

Dans ce document, les professeurs discutent les résultats de leurs expériences sur la résistance à l'enfoncement et à l'arrachement des connecteurs. À partir de ces résultats, ils proposent des formules qui donnent la charge maximale que peuvent reprendre les connecteurs de type goujon.

Pour leurs expériences, ils ont utilisé 13 panneaux CLT différents venant de 4 fabricants différents et ont répété leurs tests une centaine de fois pour chaque cas de figure étudié, c'est-à-dire les connecteurs chargés axialement ou latéralement installés dans le plan du CLT ou dans son bord. (Seules les connexions dans le plan du CLT nous intéressent.)

Vis auto-taraudeuses chargées axialement

Concernant la résistance des vis subissant une force axiale d'arrachement, les chercheurs ont trouvé une formule qui correspond au mieux aux résultats expérimentaux et aux valeurs espérées avec un coefficient de corrélation $r = 0.91$. Cette formule est la suivante :

8. Les définitions sont écrites telles quelles dans l'Eurocode 5

$$R_{ax,s,pred} = \frac{0,44 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9} \cdot \rho^{0,75}}{1,25 \cdot \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon} \quad \text{en N} \quad (2.6)$$

Où :

- d est le diamètre nominal de la vis ;
- l_{ef} est la longueur effective de pénétration en mm ;
- ε vaut 90° pour les joints dans le plan du CLT (et vaut 0° pour les joints de bord) ;
- ρ est la densité du CLT en kg/m^3

L'équation qui donne la résistance caractéristique à l'arrachement, simplifiée par l'insertion de la densité caractéristique du CLT ($400kg/m^3$) et dont le dénominateur est augmenté jusqu'à 1,5 est donnée ci-dessous :

$$R_{ax,s,k} = \frac{0,35 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9} \cdot \rho^{0,75}}{1,5 \cdot \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon} = \frac{31 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9}}{1,5 \cdot \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon} \quad \text{en N} \quad (2.7)$$

Cette équation n'est valide que pour les vis auto-taraudeuses, pour lesquelles la résistance de retrait caractéristique dans le bois massif (C24) est supérieure à $f_{ax,k} = 9,8N/mm^2$.

Enfin, pour un effort axial quand la vis est insérée dans le plan du panneau CLT ($\varepsilon = 90^\circ$), la formule est réduite à :

$$R_{ax,s,k} = 31 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9} \quad \text{en N} \quad (2.8)$$

Sur le graphique ci-contre, l'équation qui donne les résistances caractéristiques est représentée en pointillé et les résultats expérimentaux sont présents sous forme de symboles.

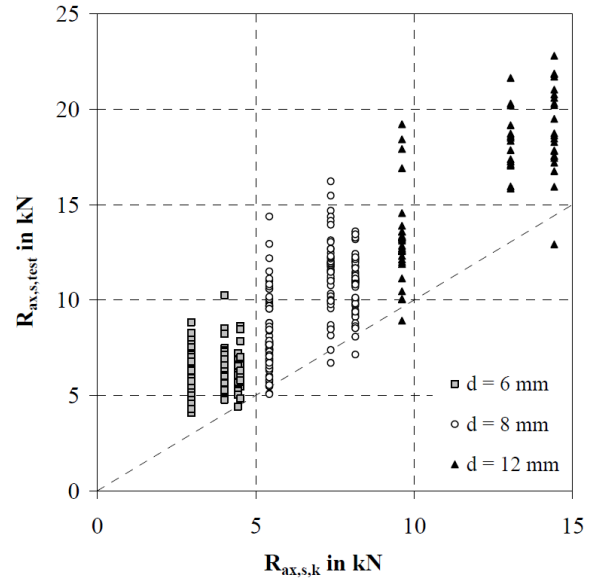


Figure 2.40 – Résistance à l'arrachement, formule vs résultats expérimentaux.

Vis et clous chargés latéralement

Concernant les tests menés pour déterminer la portance locale du bois massif avec des couches croisées, les chercheurs ont trouvé une formule adaptée au CLT avec des couches dont l'épaisseur est inférieure à 9mm ($t_i \leq 9mm$) :

$$f_{h, pred} = 0,13 \cdot d^{-0,53} \cdot \rho^{1,05} \quad \text{en } N/mm^2 \quad (2.9)$$

Le coefficient de corrélation vaut cette fois $r=0,83$.

Dans la formule 2.9, la portance locale du bois ne dépend pas de l'angle α entre la direction de la force appliquée et la direction des fibres de la couche externe du CLT.

En insérant la densité caractéristique du bois dans l'équation, la formule de la portance caractéristique locale suivante est proposée :

$$f_{h, k} = 0,112 \cdot d^{-0,5} \cdot \rho_k^{1,05} = 60 \cdot d^{-0,5} \quad \text{en } N/mm^2 \quad (2.10)$$

Je me permets d'ajouter que la limite d'utilisation de la formule à propos de la portance locale des panneaux CLT dont $t_i \leq 9mm$ ne la rend malheureusement pas souvent exploitable. Par exemple, le fabricant de panneaux CLT Stora Enso ne propose pas de panneaux avec des couches d'épaisseur inférieure à 20mm [21].

Par contre, les auteurs stipulent que pour des panneaux CLT avec des couches plus

épaisses que 9mm, la formule donnée dans l'Eurocode 5 (paragraphe 8.3.1.1) est applicable. Les chercheurs font également remarquer que la densité du bois brut joue un rôle important pour déterminer la portance locale dans le bois. Ils ajoutent ensuite que pour calculer cette valeur lorsqu'on utilise des vis auto-taraudeuses, on peut aussi utiliser la formule de Blass et Bejtka [53] :

$$f_{h,s,k} = 0,019 \cdot \rho_{layer,k}^{1,24} \cdot d^{-0,3} \quad \text{en } N/mm^2 \quad (2.11)$$

Cette formule a été développée lors d'une étude approfondie sur la capacité de charge des vis auto-taraudeuses à filetage total dans des assemblages avec bois (et non spécifiquement avec CLT).

Toujours concernant la résistance des connexions à un cas de charge latéral, les auteurs ont développé plusieurs formules pour des connecteurs de type goujon mais je choisis de ne pas les reprendre ici car je pense que les connecteurs avec tige filetée ne répondent pas exactement de la même manière face à une force latérale. Cependant, ces formules attachent de l'importance à l'angle entre les charges et la direction des fibres des couches externes du CLT. On apprend donc que dans ce cas, les connexions résistent à de plus grandes charges lorsqu'elles sont appliquées parallèlement à la fibre de bois. Ce point mérite, selon moi, d'être étudié plus en profondeur avec des connexions à base de vis dans du CLT.

2.2.2 Document 2

Le document que je présente en partie maintenant est un mémoire fait au Canada (en 2014) dans le but de proposer des formules caractérisant la *"résistance à l'enfoncement et à l'arrachement de connecteurs filetés dans le bois lamellé-collé et lamellé-croisé (CLT)"* [54].

Afin de définir ces formules, une centaine d'expériences sont menées avec des tirefonds et des vis auto-taraudeuses et des panneaux CLT de 3 et 5 couches. Les résultats expérimentaux obtenus sont alors comparés avec les résultats obtenus en utilisant des formules provenant de normes canadiennes, américaines et européennes. Les figures 2.41 et 2.42 donnent les dimensions des vis et tirefonds expérimentés et sont repris dans mon mémoire pour une meilleure perspective de la diversité des tests exécutés.

2.2. Calcul de connexion

Table 17: Dimensions of lag screws (withdrawal)

Fastener diameter (mm/in.)	Fastener length (mm)	Penetration length (mm)	Lead hole diameter (mm)
<u>6.35</u>	50.8	32	4.39
1/4	127	82	
<u>7.94</u>	76.2	51	5.56
5/16	152	100	
<u>9.53</u>	102	55	6.75
3/8	203	131	
<u>12.7</u>	127	70	9.13
1/2	254	170	
<u>15.9</u>	152	100	11.9
5/8	305	155	
<u>19.1</u>	152	102	14.3
3/4	305	146	

Table 18: Dimensions of self-drilling screws (withdrawal)

Fastener diameter (mm)	Fastener length* (mm)	Penetration length (mm)	Lead hole diameter (mm)
6	100/64	36	N/A
8	160/100	48	N/A
		96	
12	380/145	72	9.13
		144	
*Total length/threaded length			

Figure 2.41 – Dimensions des vis et tirefonds utilisés pour définir les formules à l'arrachement.

Table 19: Dimensions of lag screws (embedment)

Fastener diameter (mm/in.)	Threaded (T) or Non-threaded (NT) portion	Penetration length (mm)	Lead hole diameter (mm)
<u>6.35</u>	NT	76.2	6.35
1/4	T	76.2	4.39
<u>7.94</u>	NT	76.2	7.94
5/16	T	76.2	5.56
<u>9.53</u>	NT	76.2	9.53
3/8	T	76.2	6.75
<u>12.7</u>	NT	152	12.7
1/2	T	152	9.13
<u>15.9</u>	NT	152	15.9
5/8	T	152	11.9
<u>19.1</u>	NT	152	19.1
3/4	T	152	14.3

Table 20: Dimensions of self-drilling screws (embedment)

Fastener diameter (mm)	Penetration length (mm)		Lead hole diameter (mm)
	CLT "A"	CLT "B"	
6	105	99	N/A
8	105	99	N/A
	175	169	
12	105	99	9.13
	175	169	

Figure 2.42 – Dimensions des vis et tirefonds utilisés pour définir les formules à l'enfoncement ⁹.

Résistance à l'arrachement

Concernant la résistance à l'arrachement des tiges filetées dans les panneaux CLT, l'auteur a comparé ses résultats avec les équations venant de :

9. Pour la résistance à l'enfoncement (= portance locale du bois), les vis auto-taraudeuses couvrent l'entièreté de l'épaisseur des panneaux CLT. Et comme l'épaisseur des panneaux varie en fonction du fabricant A ou B, cela explique la légère différence de longueur de pénétration.

- CSA O86-09 (2009) - "Règles de calcul des charpentes en bois", édition 2009 écrites par le Conseil canadien des normes et qui fournit des équations pour les vis à bois ;
- NDS (AWC.2012) - "National Design Specification for Wood Construction", édition 2012 écrit par "The American Wood Council (AWC)" qui fournit des équations pour l'utilisation de tirefonds et vis à bois ;
- EN 1382 (1999) - "Structures en bois - Méthodes d'essai - Résistance à l'arrachement dans le bois d'éléments de fixation", édition 1999 qui sont des normes européennes qui fournissent des équations pour des vis auto-taraudeuses dans du lamellé-collé.

Les conclusions tirées de ces comparaisons indiquent que, statistiquement, la formule de résistance à l'arrachement des vis présentée dans NDS (AWC 2012) donne les résultats les plus proches de la réalité. Cependant, pour plus de sécurité et un meilleur confort quant aux calculs de conception avec des vis de toutes tailles, la formule proposée par CSA 086-09 (2009) peut également être envisagée.

Je donne donc ci-dessous les 2 formules caractéristiques correspondantes ; d'abord, je reprends la signification des sigles utilisés dans ces formules :

- P_{rw} "résistance caractéristique à l'arrachement des attaches sur chant, N ou lbf "
- d_F "diamètre de l'attache, mm ou po "
- G "densité moyenne du bois d'une essence ou d'une combinaison d'essences après séchage au four"
- L_t "longueur de pénétration de l'attache dans l'élément principal, mm ou po "

NDS (AWC 2012) :

$$P_{rw} = 52d_F G^2 L_t \quad (2.12)$$

CSA 086-09 (2009) :

$$P_{rw} = 59d_F^{0.82} G^{1.77} L_t \quad (2.13)$$

Portance locale du bois

Dû au fait que le CLT a chacune de ses couches alternées de 90° , les formules de portance locale du bois, proposées dans les différentes normes liées au bois, risquent de ne pas être valides. C'est ce qui est étudié dans cette partie.

Premièrement, l'auteur étudie l'approche faite dans le manuel "CLT Handbook (2013)" édition américaine [55]¹⁰. Selon cette approche, la portance locale du CLT dépend de l'orientation des couches de bois traversées partiellement ou totalement par le connecteur. Mais le problème de ce modèle, qui dépend de l'épaisseur de chaque couche, est qu'il est peu pratique pour les calculs de conception.

10. Le manuel CLT Handbook 2013 est un document de 572 pages, résultat de recherches approfondies sur le CLT

Cette approche est étudiée à travers les formules proposées dans les 3 premiers ouvrages étiquetés ci-dessous. Quant aux autres formules étudiées, elles ne prennent pas en considération la composition des panneaux CLT (épaisseur de chacune des couches) mais regardent quand même l'orientation de la première couche traversée. Enfin, concernant les formules étudiées au sujet de la portance locale du bois, on les retrouve dans :

- CSA 086-09 (2009) ;
- NDS (AWC.2012) ;
- le chapitre 2 de l'ouvrage présenté à l'instant : "Équation de résistance à l'enfoncement du bois pour connecteurs filetés dans la norme de conception canadienne en bois (Kennedy 2014-b)", ce chapitre est le fruit de 5 scientifiques, qu'ils clôturent en proposant une nouvelle formule pour CSA 086-09 (2009) ;
- les recherches de Uibel & Blass (2006), voir section 2.2.1, les chercheurs européens.

En plus de ces formules, une dernière est proposée sur base des résultats expérimentaux obtenus sur des panneaux CLT du Canada.

Les conclusions tirées sur la portance locale du bois indiquent que si on choisit l'approche du manuel américain (si on prend en compte l'épaisseur de chaque couche), ce sont les formules de Kennedy et al. qui sont les plus appropriées. Si on ne prend en compte que l'orientation de la première couche, alors c'est la nouvelle équation proposée qui correspond le mieux.

Je présente donc les formules ci-dessous en expliquant d'abord les nouveaux sigles utilisés :

- $f_{\theta,k}$ "résistance caractéristique à l'enfoncement pour une tige orientée à un angle θ par rapport au fil, N/mm^2 ou lbf/po^2 "
- ρ_{12} "masse volumique du bois de l'élément principal à 12% TH, g/cm^3 ou lbf/in^3 "
- θ "angle d'insertion de l'attache par rapport au fil du bois de l'élément principal"

Kennedy et al. selon l'approche américaine (pour chaque couche) :

$$f_{0,k} = 42G^{1.7} \quad (2.14)$$

$$f_{90,k} = 27G^{2.2} \quad (2.15)$$

Le diamètre des connecteurs n'apparaît pas dans les formules car il s'est avéré que ce paramètre est négligeable.

Proposition de l'auteur pour le panneau CLT entier :

$$f_{\theta,k} = \frac{41(\rho_{12} - 0.12)^{1.11}}{1.07(\rho_{12} - 0.12)^{-0.07} \cdot \sin^2\theta + \cos^2\theta} \quad (2.16)$$

2.3 Conclusion

Pour conclure ce chapitre, je précise que j'ai parfois rencontré quelques incohérences dans des articles mais j'ai fait en sorte de ne relayer que des informations correctes. Je ne remets pas pour autant en doute les recherches scientifiques qui ont été faites. Je suppose que toutes les expériences ont été menées avec soin ; seulement, dans ce qui a été écrit, quelques précisions pouvaient manquer ou des incohérences pouvaient être perçues.

Concernant les moyens de connecter les poutres en acier aux panneaux CLT, on peut remarquer que beaucoup de recherches ont déjà été faites à travers le monde mais qu'il n'existe pas pour autant de formules pour décrire chacun des assemblages.

De manière générale, les scientifiques s'accordent pour dire que les connexions incluant un liant tel que de la colle ou du ciment sont plus résistantes et offrent un comportement mixte plus adéquat que les connexions uniquement métalliques. (Toutefois, étaler de la colle sur toute la semelle supérieure de la poutre avant d'y poser les panneaux CLT présente une rupture fragile et soudaine.) Les connexions avec des boulons précontraints ensevelis dans une poche de ciment ou des plaques métalliques soudées sur leurs bords sur la poutre en acier ensevelies dans des poches de colle semblent donc être les plus performantes. Cependant, ces solutions compromettent le démantèlement de la structure et la réutilisation des matériaux. Pour rappel, le bois en construction est particulièrement intéressant écologiquement s'il n'est pas "bêtement" brûlé. Il est donc important d'éclaircir le désassemblage des connexions utilisant un liant.

Sinon, les connexions plus simples à base de vis, tirefonds ou boulons restent des connecteurs satisfaisants. Ils ont un comportement ductile et sont capables de fournir un comportement partiellement mixte. (Ce point est analysé dans le chapitre suivant.)

Pour les assemblages utilisant des vis, il n'est pas utile d'augmenter le diamètre des vis si le mode de ruine est gouverné par la ruine du bois. Il vaut d'ailleurs mieux privilégier plusieurs vis de "petits" diamètres que peu de vis avec des gros diamètres.

J'ajouterais qu'il peut être intéressant de varier les moyens de connexions le long d'une poutre. (Les chercheurs italiens parlaient d'utiliser un assemblage purement métallique et d'un assemblage utilisant de la colle.)

Enfin, à propos des calculs disponibles pour les jonctions entre la poutre en acier et les panneaux CLT, il y a malheureusement peu de formules disponibles et elles ne concernent que les assemblages métalliques.

Donc, lors de mon étude calculatoire dans le chapitre suivant, j'utilise des poutres mixtes avec les matériaux joints grâce à des vis. Les résultats seront donc indicatifs mais il faut garder en tête qu'il est possible d'améliorer les performances techniques des poutres mixtes. Il est donc peut-être possible d'obtenir des résultats

calculatoires encore plus encourageants.

Chapitre 3

Étude numérique

Ce chapitre concerne le dimensionnement des planchers mixtes acier/CLT. Ci-dessous, je reprends globalement le raisonnement suivi pour dimensionner les panneaux CLT, les connecteurs et les profilés en acier. Pour le calcul du profilé en acier, je distingue 3 cas de figure :

1. pas de connexion entre les 2 matériaux (acier et CLT),
2. connexion complète entre les 2 matériaux,
3. connexion partielle entre les 2 matériaux.

Ensuite, je comparerai les résultats de ces 3 cas avec un plancher mixte traditionnel acier/béton.

Les calculs effectués pour chacun des dimensionnements sont repris en détail dans les Annexes. Tous ces calculs sont effectués dans un fichier Excel.

Afin de dimensionner les poutres mixtes et de pouvoir les comparer aux poutres mixtes acier/béton, je me base sur un bâtiment de bureaux déjà dimensionné en mixte acier/béton dans le cadre d'une étude à la résistance au feu faite pour la Commission Européenne [56]. Je commence donc par reprendre une description de cette structure ainsi que les simplifications que j'y ai apportées et des critères de dimensionnement que je me suis imposés.

3.1 Structure comparée

La structure étudiée correspond à un bâtiment de bureaux multi-étagé pris comme exemple dans un document pour la Commission Européenne sur la résistance au feu des structures [56]. Comme ce bâtiment a déjà été étudié pour convenir à une structure mixte acier/béton, cela me permettra de chiffrer les comparaisons. Je reprends ci-dessous les descriptions et éléments importants au sujet de ce bâtiment.

3.1.1 Descriptions principales

L'édifice étudié est un bâtiment à bureaux de 6 étages. Ce bâtiment de forme rectangulaire mesure 30m de long et 14m de large. Chaque étage fait 3,4m de haut et la hauteur sous-plafond est de 2,5m. La hauteur totale est donc de $6 \times 3,4 = 20,4\text{m}$.

Les escaliers et ascenseurs sont prévus au centre de la structure. Tout autour, on a des espaces ouverts propices à un travail en "open space". Cela permet aussi un (ré)aménagement assez libre des lieux si le propriétaire du bâtiment le désire ou si la fonction du bâtiment venait à changer dans les années ultérieures.

Le toit doit être calculé de sorte qu'il soit accessible aux personnes du bâtiment. Enfin, on désire un bâtiment résistant au feu pour une durée de 60minutes (R60).

3.1.2 Arrangement de la structure

La figure suivante montre une vue 3D de la structure étudiée :

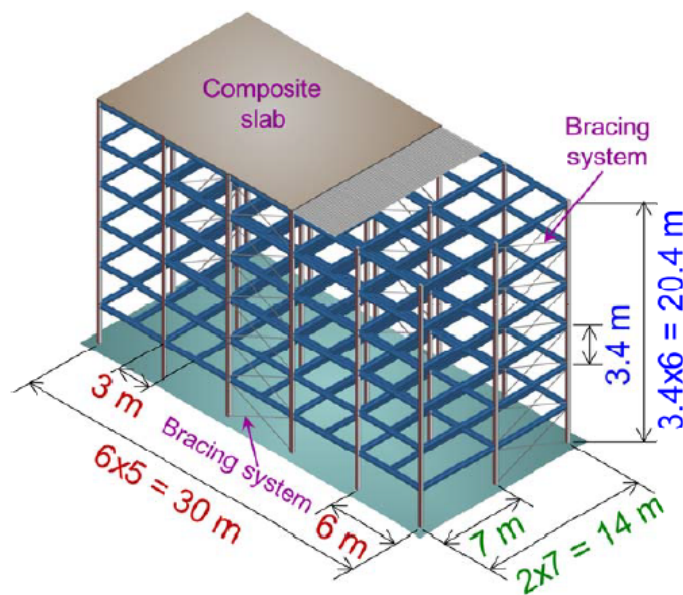
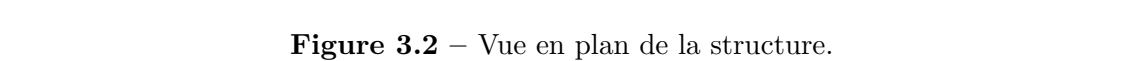


Figure 3.1 – Représentation 3D de la structure étudiée.

Comme on peut l'apercevoir, les colonnes forment trois rangées sur la longueur du bâtiment. Elles sont espacées de 6m chacune dans le sens de la longueur et de 7m dans le sens de la largeur. La figure suivante reprend de manière plus détaillée le réseau de poutres d'un plancher.



Le plancher collaborant utilisé (COFRAPLUS60) a une épaisseur de 120mm. Une représentation graphique de ce plancher produit chez ArcelorMittal est disponible à la figure 3.3 pour mieux visualiser ce dont on parle.

La structure est également contreventée avec 4 systèmes repris sur la figure 3.2. L'effet de diaphragme occasionné par l'utilisation d'une dalle mixte redistribue les efforts du vent vers les contreventements.



Figure 3.3 – Plancher collaborant Cofraplus60.

3.1.3 Simplification apportée

La structure que je calcule à mon tour respecte donc le schéma montré si ce n'est que je n'utilise pas les poutres intermédiaires de 14m de long. En effet, il est possible avec les panneaux CLT de couvrir la longueur du bâtiment et d'avoir des travées de 6m de long. De ce fait, j'ai l'opportunité de réduire la quantité d'acier utilisé et de réduire le poids de la structure. Je me rapproche également un peu plus des limites d'utilisation des panneaux CLT et des travées maximales franchissables pour un chargement propre à un bâtiment de bureaux.

En enlevant ces poutres, je peux alors aussi enlever les poutres de 6m au centre du bâtiment qui servaient de supports aux poutres continues de 14m. En revanche je garde les poutres de 6m qui contournent le bâtiment puisqu'elles reprennent les charges de façades.

La structure que j'ai étudiée est donc réduite à la figure suivante :

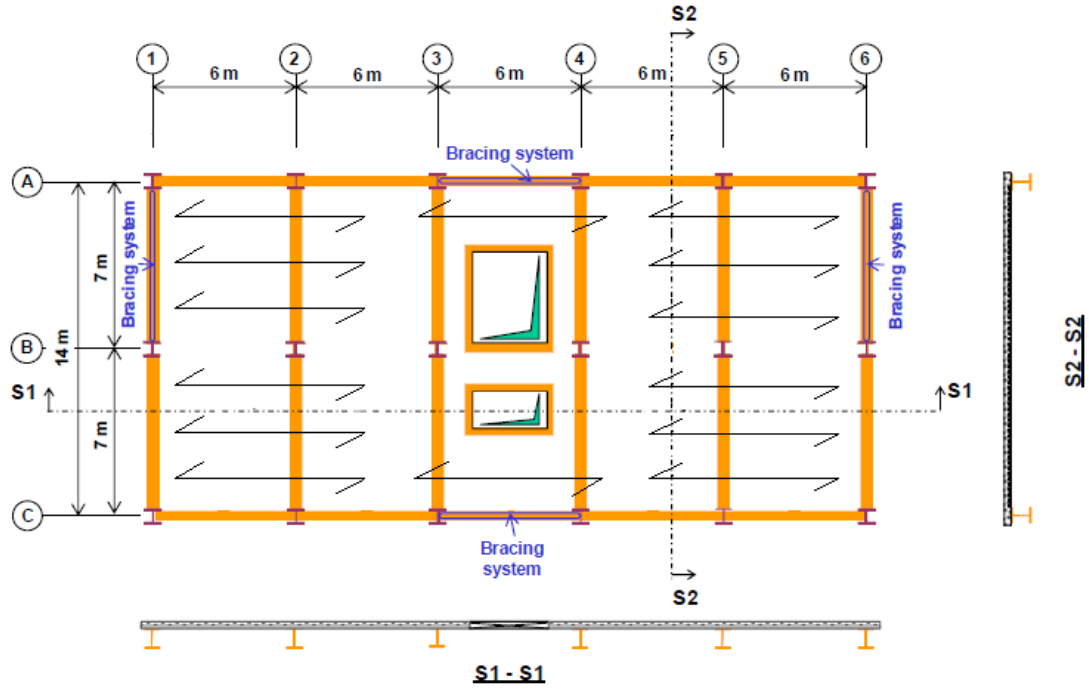


Figure 3.4 – Vue en plan de la structure acier/CLT.

3.1.4 Charges appliquées

Les charges appliquées sur le bâtiment sont les suivantes :

- Charge permanente sur le sol : $g_{0,k} = 1,5[kN/m^2]$
- Charge permanente des façades : $g_{f,k} = 2,0[kN/m]$
- Charge variable sur le sol : $q_{v,k} = 4,0[kN/m^2]$
- Neige sur le toit : $q_{n,k} = 1,7[kN/m^2]$

Il faut bien sûr ne pas oublier les charges permanentes que représente le poids propre de la structure.

La masse volumique du CLT est prise égale à $500[kg/m^3]$, puisque Stora Enso¹ a également utilisé cette valeur pour faire quelques calculs de prédimensionnement [21]. La masse volumique de l'acier est quant à elle égale à $7850[kg/m^3]$ [34].

3.1.5 Critères de dimensionnement

Pour dimensionner les panneaux CLT et les profilés en acier utilisés, il a fallu respecter les critères de résistance des matériaux aux états limites ultimes (ELU) et au cas de charge accidentelle (le feu). Cette partie du dimensionnement dépend

1. Stora Enso est un fournisseur de panneaux CLT sur lequel je me base pour faire mes calculs

des caractéristiques des matériaux. Ensuite, il a aussi fallu étudier les flèches à respecter durant la période de "vie" du bâtiment. Pour ce deuxième cas, il a donc fallu s'imposer des critères de flèche à respecter. Sur ce point, j'ai préféré imposer un critère de flèche à long terme plus contraignant pour bénéficier du caractère réutilisable des planchers mixtes étudiés. En effet, si en fin de "vie" du bâtiment, on désire réutiliser les panneaux CLT et les poutres en acier pour un nouveau bâtiment, il est préférable que les matériaux de construction aient subi le moins de déformation possible. Il est à noter toutefois que les profilés en acier et panneaux CLT pourraient être réutilisés en les retournant. Cela créerait alors une flèche inversée qui se rétablirait en partie (voire totalement) avec la gravité ou une fois que les charges d'utilisation du bâtiment seront appliquées. Pour rappel, la réutilisation des matériaux de construction permettrait de faire des économies et aurait un impact environnemental.

Je me suis donc aidé de l'Eurocode 5 : "Conception et calcul des structures en bois" [51] qui indique les critères de flèches suivants :

NOTE Les niveaux recommandés de valeurs limites de flèche pour les poutres ayant une portée ℓ sont donnés dans le Tableau 7.2 en fonction du niveau de déformation acceptable. Des informations sur les paramètres définis au niveau national peuvent être trouvées dans une Annexe Nationale. Tableau 7.2 -Exemples de valeurs limites pour les flèches de poutres			
	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Poutre sur deux appuis	$\ell/300$ à $\ell/500$	$\ell/250$ à $\ell/350$	$\ell/150$ à $\ell/300$
Poutre en porte-à-faux	$\ell/150$ à $\ell/250$	$\ell/125$ à $\ell/175$	$\ell/75$ à $\ell/150$

Figure 3.5 – Critères de flèches stipulés dans l'Eurocode 5.

J'ai aussi comparé ces critères avec ceux utilisés par Stora Enso dans leur brochure technique [21].

Finalement, pour le critère de flèche à court terme, j'impose une flèche maximale de $l/300$. Et concernant le critère de flèche à long terme (celui qui m'intéresse le plus), j'impose une flèche maximale de $l/250$.

À présent, je peux entamer le dimensionnement des panneaux CLT (indépendamment des poutres en acier) nécessaires à couvrir l'entièreté du plancher du bâtiment de référence. Ensuite, je ferai les calculs de résistance de connexion acier/CLT en faisant varier quelques paramètres, pour voir quelles sont les vis optimales à utiliser pour joindre ces 2 matériaux. Enfin, je calculerai le dimensionnement des profilés en acier nécessaires pour travailler en mixte.

3.2 Dimensionnement du CLT

Comme on le voit sur les schémas précédents, le sens de portée du plancher est dans le sens de la longueur du bâtiment et j'ai décidé de garder cette option. Je désire alors dimensionner un plancher en CLT de 30 mètres de long pour 14 mètres de large.

Afin de dimensionner ce plancher en CLT, je considère les panneaux CLT produits chez Stora Enso. J'ai choisi de me baser sur leurs panneaux CLT car cette société est présente un peu partout en Europe et est déjà relativement bien développée dans le domaine du CLT. Leur site internet est également assez riche en informations et il propose un logiciel de calcul (Calculatis) dans lequel j'ai pu trouver plusieurs caractéristiques techniques indispensables au dimensionnement des panneaux. C'est également sur leur site internet que j'ai trouvé un manuel de calcul pour CLT (fait par la société proHolz).

Dans la brochure technique de Stora Enso [21], j'apprends donc qu'ils fournissent des panneaux d'une longueur maximale de 16m et d'une largeur maximale de 2,95m (et la longueur de production minimale des panneaux CLT est de 8m). J'aurai alors besoin de minimum 2 panneaux pour couvrir la longueur du bâtiment.

Pour information les panneaux CLT (chez Stora Enso) sont dénommés selon la forme suivante : CLT 200 L5s. Où "200" représente l'épaisseur du panneau (en l'occurrence 200mm), "L" signifie que les fibres dans les couches externes du CLT sont parallèles à la longueur du panneau (et à son sens de portée), "5s" donne le nombre de couches dans le CLT (ici 5).

Il me faut au moins 5 rangées de CLT pour couvrir la largeur totale du bâtiment. Or, la largeur du bâtiment est composée de 2 portions de 7 mètres chacune "dissociée" par une rangée de colonnes et je ne sais pas si les colonnes sont placées avant ou après le plancher. Je suppose donc que je travaille avec un plancher symétrique autour de la rangée de colonnes centrales. Ce qui me fait 3 rangées de CLT de part et d'autre de l'axe central du bâtiment. Les panneaux sont alors larges de $(14/6)$ 2,33m chacun.

Pour construire ce plancher sur sa longueur, plusieurs options s'offrent alors à moi. Analysons dans un premier temps des moyens de connecter les panneaux entre eux pour voir ce qu'il est possible de réaliser. Je me suis donc fié au manuel de proHolz [57] pour voir ce qu'ils proposent comme connexion entre panneaux.

Tout d'abord, il y a les connexions entre les panneaux CLT sur leur longueur (voir figure 3.6) qui sont des connexions rotulées. Ces connexions sont relativement courantes, ce qui s'explique du fait qu'il est plus fréquent de joindre les panneaux CLT côte à côte (que bout à bout). Stora Enso fournit d'ailleurs un document reprenant ces connexions et les calculs qui y sont liés. On y voit aussi les valeurs de résistance que l'on peut atteindre avec ces moyens de connexion [58].

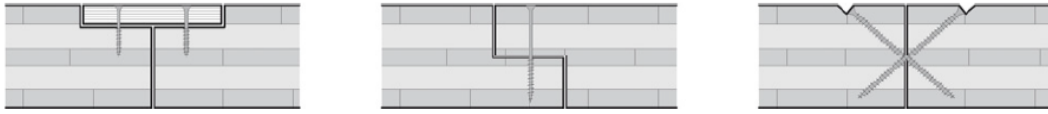


Figure 3.6 – Connexions rotulées courantes entre panneaux CLT sur leur longueur.

Ensuite, il y a les connexions rotulées entre panneaux que l'on choisit selon la fonction qu'elles doivent remplir (voir figure 3.7) :

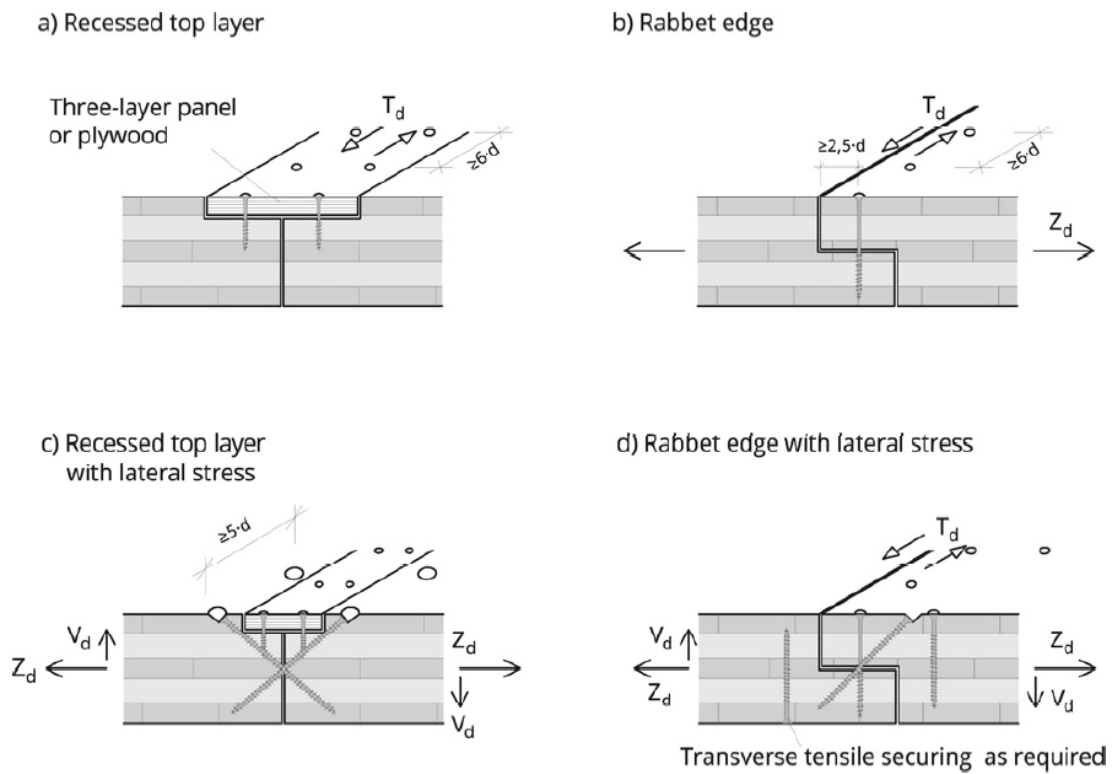


Figure 3.7 – Connexions rotulées entre 2 panneaux CLT.

Ou bien encore des connexions rigides comme à la figure 3.8 :

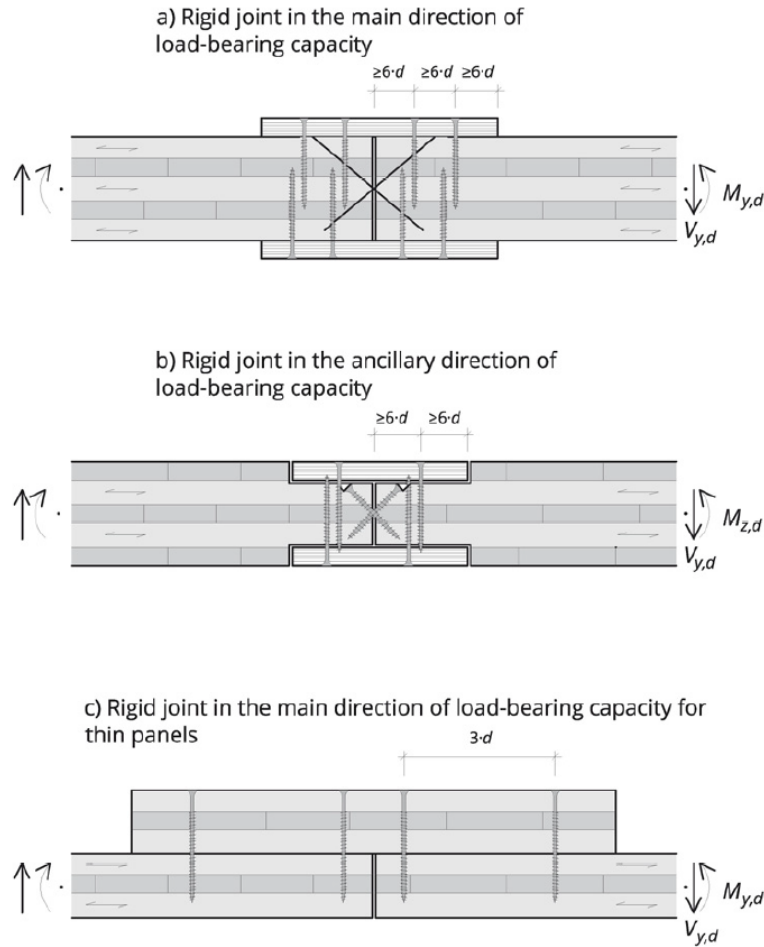


Figure 3.8 – Connexions rigides entre 2 panneaux CLT.

Si je désire joindre les panneaux bout à bout avec une connexion rotulée afin de couvrir les 30 mètres de long, c'est la solution c) qui m'intéresse étant donné que la connexion doit être capable de reprendre de l'effort tranchant.

Concernant les connexions rigides, c'est la connexion a) qui m'intéresse puisque je cherche à joindre les 2 panneaux dans le sens principal de portée.

On remarque rapidement que la connexion rigide demande un travail de plus grande précision et est plus laborieuse à installer. Elle est également plus compliquée à calculer. Cela implique donc une mise en place par un personnel qualifié et prendrait plus de temps à installer. Cette connexion implique aussi un débordement de la planche en bois au-dessus du plancher.

J'ai donc opté pour l'étude de panneaux CLT joints à l'aide de connexions rotulées afin de réduire la complexité d'installation, de réduire le temps de mise en œuvre et pour également avoir un plancher "lisse" puisque je ne sais pas encore s'il est

nécessaire de le recouvrir pour le confort dans le bâtiment (isolation thermique et sonore (qui pourraient se faire en dessous)).

Je sais désormais comment connecter les panneaux CLT et je souhaite maintenant analyser les différentes façons d'assembler le plancher afin de choisir celle qui convient le mieux.

Si je désire connecter les panneaux bout à bout au niveau des appuis (c'est-à-dire au niveau des poutres), je ne peux pas faire de connexion rotulée car cela m'empêche de déterminer une largeur effective de CLT lorsque je travaille en mixte acier/CLT. Si je désirais faire des connexions rigides au niveau des appuis, il faudrait vérifier si cela est effectivement réalisable et voir si l'on peut utiliser ces connecteurs pour également assurer un degré de connexion suffisant entre l'acier et le CLT pour qu'ils travaillent ensemble en tant que poutre mixte. En effet, après étude, il est préférable d'utiliser les mêmes connecteurs pour la connexion entre panneaux CLT que ceux qui sont utilisés entre le CLT et le profilé en acier car combiner les 2 connexions au sein d'une même poutre ne serait pas envisageable étant donné l'espace très réduit entre les vis pour fournir un degré de connexion suffisant. J'ai donc la possibilité de joindre les panneaux CLT bout à bout en travée grâce à des connexions rotulées ou bien ne pas les connecter mais alors ils doivent reposer sur des poutres en leurs extrémités.

Je reprends donc ci-dessous les 3 planchers possibles :

1. Utiliser des panneaux CLT sur 2 travées aux extrémités et 1 panneau CLT sur la travée centrale.
2. Utiliser 2 panneaux de 15m chacun et connecter au centre du bâtiment.
3. Utiliser 3 panneaux.

Il existe d'autres schémas pour faire ce plancher mais jugés moins intéressants. Le plancher étant réparti sur 6 appuis, en considérant la poutre à une des 2 extrémités agissant comme un appui rotulé et les suivantes comme des appuis à rouleaux, nous avons un système à 4 degrés d'hyperstaticité. Il est alors possible d'utiliser jusqu'à 5 panneaux CLT joints avec des connexions rotulées. (Et plus encore si l'on utilise des connexions rigides.)

Pour en revenir aux 3 cas cités, le premier consiste en l'étude de 2 planchers mixtes sur 3 appuis et d'un plancher "normal" sur 2 appuis (au centre) ; dans quel cas, on ne se préoccupe pas de la connexion de bout à bout entre les panneaux CLT puisqu'ils reposent sur des poutres en leurs extrémités et ne sont donc pas en porte-à-faux. Dans ce cas, c'est le panneau au centre qui sert de référence au dimensionnement. Cette solution a l'avantage qu'elle ne demande pas de connexions bout à bout mais elle nécessite des panneaux CLT plus épais (CLT 240 L7s pour la travée centrale) et il y a moyen de mieux exploiter le mixte au sein de ce bâtiment puisqu'ici, il n'y aurait que 2 poutres mixtes contre 4 poutres mixtes dans un plancher continu approprié.

J'abandonne donc l'étude des poutres mixtes avec ce plancher.

Les deux cas suivant permettent d'étudier un plancher mixte sur toute la longueur du bâtiment. Le cas 2 ne demande qu'une connexion au centre du bâtiment. De plus, l'utilisation de panneaux de 15m de long est faisable puisque Stora Enso propose la production de panneaux CLT jusqu'à 16m de long. Cependant il faut faire attention au transport (ce point est rapidement étudié à la sous-section 3.2.1). Enfin le troisième cas porte sur l'utilisation de 3 panneaux afin de réduire la longueur des panneaux. Ils seront alors tous transportables dans des camions porteurs standards. Ils n'entraînent donc pas de frais supplémentaires de transport tant que le nombre de camions reste le même. Cependant cette solution demande de doubler le nombre de connexions de bout à bout des panneaux CLT.

3.2.1 Transport

Cette partie consiste en une première approche du transport des panneaux CLT. Au terme de cette approche, je déciderai quel plancher en CLT je considère pour étudier les poutres mixtes acier/CLT. Pour ce faire j'ai utilisé la brochure technique de Stora Enso [21]. Concernant le transport des panneaux en position horizontale, il y est stipulé que le camion porteur standard est limité à un chargement de 25tonnes et que le poids de chargement se calcule en considérant une masse volumique de $490[kg/m^3]$. Les dimensions maximales du chargement sont de 13,6m de long sur 2,95m de large. Les camions porteurs standards peuvent transporter des panneaux jusqu'à une longueur de 15m si l'épaisseur des panneaux transportés le permet. Sinon, Stora Enso met à disposition des équipements spéciaux. Enfin la hauteur du chargement est limitée à 2,6m mais il faut tenir compte d'au moins 8 cales en bois (105 x 105mm ou 95 x 95mm) en dessous de la première couche de panneaux CLT. Un récapitulatif est montré aux figures suivantes :

Équipement standard	Charge max.	Longueur max.	Largeur max.
Camion porteur standard	25 t	15,00 m	2,95 m

Équipements spéciaux	Charge max.	Longueur max.	Largeur max.
Remorque télescopique	24 t	16,00 m	2,95 m
Remorque articulée	20 t	15,00 m	2,95 m
Remorque articulée à roues motrices	sur demande	sur demande	

Figure 3.9 – Récapitulatif des dimensions autorisées pour le transport en position horizontale.

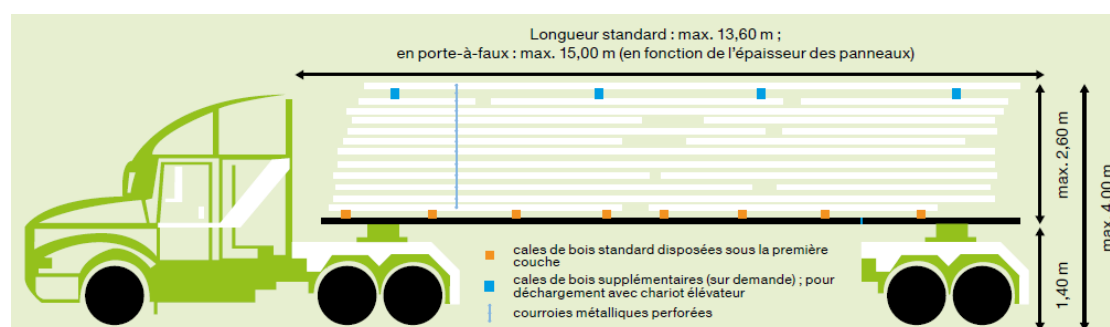


Figure 3.10 – Transport horizontal.

On peut à présent comparer le transport de panneaux CLT satisfaisant les cas 2 et 3.

Cas 2 : CLT de 15m

Pour un plancher constitué de 2 panneaux CLT sur la longueur, les calculs ont démontré l'utilisation de panneaux de 200mm d'épaisseur. Chacun des panneaux fait 2,33m de large, représentant un nombre de 6 panneaux sur la largeur du bâtiment.

Il y a donc 12 panneaux CLT par étage représentant un total de 72 panneaux pour les 6 étages. On peut maintenant calculer le nombre de camions nécessaires :

- Si les panneaux peuvent être transportés grâce à des camions porteurs standards : le chargement de chacun des camions est limité à 25 tonnes autorisant ainsi le transport de 7 panneaux 15 x 2,33 x 0,2m par camion. La

hauteur totale du chargement est alors de 1,4m. Pour livrer les 72 panneaux, il faut 11 camions porteurs standards.

- Si les panneaux nécessitent une remorque articulée : le chargement de chacun des camions est limité à 20 tonnes autorisant ainsi le transport de 5 panneaux $15 \times 2,33 \times 0,2\text{m}$ par camion. La hauteur totale de chargement est de 1m. Il faut donc 15 camions équipés d'une remorque articulée pour livrer les 72 panneaux.
- Si l'on utilise une remorque télescopique (comme présentée à la figure 3.9) : le chargement de chacun des camions est limité à 24 tonnes autorisant ainsi le transport de 6 panneaux $15 \times 2,33 \times 0,2\text{m}$ par camion. La hauteur totale de chargement est de 1,2m. Il faut donc 12 camions équipés d'une remorque articulée pour livrer les 72 panneaux.

Il est à noter que je ne connais pas les différences de prix entre les différentes solutions.

Il est également à noter que mon travail ne porte que sur le plancher mixte mais que le projet pourrait utiliser des panneaux CLT pour les murs. Dans ce cas, il faudrait revoir le transport des panneaux. La comparaison apportée n'est donc qu'à titre informatif.

Cas 3 : 3 CLT à la suite

Ce plancher est constitué de 3 panneaux CLT les uns à la suite des autres. Le premier et le dernier font 10,7m de long et le deuxième fait 8,6m de long (longueurs expliquées un peu plus bas). Comme dans le cas précédent, les panneaux font 2,33m de large et ont une épaisseur de 200mm. On peut donc compter un total de 72 panneaux de 10,7m de long et 36 panneaux de 8,6m de long.

Tous ces panneaux sont transportables en utilisant les camions porteurs standards. Il ne reste plus qu'à définir le nombre.

Chaque camion peut transporter 10 panneaux $10,7 \times 2,33 \times 0,2\text{m}$ ou bien 12 panneaux $8,6 \times 2,33 \times 0,2\text{m}$ représentant une hauteur de chargement de respectivement 2 et 2,4m.

Il faut donc 8 camions pour les panneaux CLT les plus longs et 3 camions pour les panneaux plus petits. Cela représente un total de 11 camions. (Ce nombre est équivalent au nombre de camions porteurs standards nécessaires pour transporter les panneaux de 15m de long si permis.)

Finalement, je me concentre sur l'étude d'un plancher constitué de 3 panneaux les uns à la suite des autres car je sais que cette solution ne demandera pas plus de 11 camions pour transporter le plancher. Il est également plus facile de manipuler ces panneaux de longueur réduite. Il s'est aussi avéré, après calcul, que la connexion rotulée au centre induit une réaction d'appui maximale légèrement supérieure

augmentant alors le nombre de vis nécessaires pour le travail en mixte acier/CLT. Pour définir précisément où joindre les panneaux CLT bout à bout, je me suis basé sur les poutres Gerber. Cela consiste à positionner les connexions rotulées là où le moment de flexion dans la poutre vaut 0 lorsque l'on considère cette poutre rigide continue chargée uniformément sur toute sa longueur. J'ai alors opté pour placer les connexions rotulées à 10,70m et 19,30m. La représentation du plancher dimensionné est visible à la figure 3.11

Les calculs précis et largement expliqués de dimensionnement des panneaux CLT sont disponibles dans l'Annexe A.

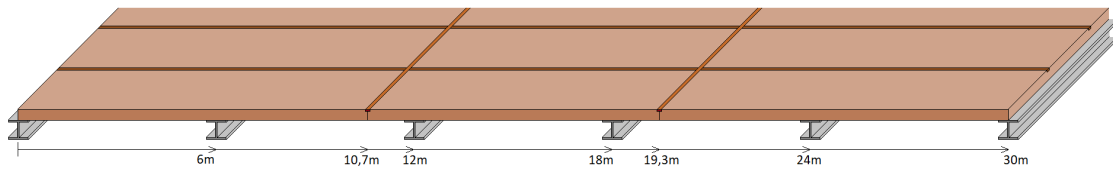


Figure 3.11 – Représentation du plancher de 30m de long constitué de 3 panneaux CLT bout à bout.

Une fois le plancher défini, j'ai alors pu calculer quels panneaux CLT étaient nécessaires afin de respecter les critères de résistance des matériaux, les critères de flèches maximales et le critère de résistance au feu d'au moins 60minutes. Pour faire ces calculs, on ne considère que les couches du CLT dont les fibres sont parallèles au sens de portée[57]. Comme le bois est un matériau anisotrope, ses propriétés mécaniques dépendent de la direction considérée. Le fait que ses propriétés sont bien meilleures dans le sens des fibres explique pourquoi on néglige les couches perpendiculaires au sens de portée. Pour un panneau de 5 couches dont la direction principale est parallèle au sens de portée, je ne prends donc que 3 couches de CLT en considération pour faire les calculs.

J'ai alors trouvé que le panneau CLT 200 L5s répondait positivement à tous les critères de dimensionnement et correspondait aussi bien pour les planchers d'intérieur qu'en toiture (prise en compte de la neige en plus). Le panneau CLT résiste donc à un incendie pendant 60 minutes sans nécessiter de protection contre le feu. D'ailleurs, après 60 minutes exposés au feu, les panneaux CLT sont soumis à un moment fléchissant maximal équivalent à seulement 44% du moment qu'ils sont encore capable de reprendre.

Pour information, le panneau CLT d'une "game" inférieure (CLT 180 L5s), proposé chez Stora Enso, ne convient pas comme plancher car sa flèche à long terme de 24,5mm est supérieure à la limite imposée de 24mm ($L/250$).

J'ai aussi calculé l'effort tranchant maximal que doivent reprendre les connexions rotulées qui joignent bout à bout les panneaux CLT. Cet effort vaut 20,86[kN] par mètre.

Pour clôturer le dimensionnement des panneaux CLT, j'ai comparé les panneaux CLT nécessaires en fonction de la longueur des travées à franchir. Les résultats sont disponibles au tableau 3.1. J'y distingue les panneaux CLT nécessaires en toiture et ceux en plancher d'intérieur (charges identiques sans la neige).

	toiture		intérieur	
	jusqu'à		jusqu'à	
CLT120 L5s	3,8	m	4,0	m
CLT140 L5s	4,5	m	4,8	m
CLT160 L5s	5,1	m	5,4	m
CLT180 L5s	5,6	m	5,9	m
CLT200 L5s	6,1	m	6,4	m
CLT240 L7s	6,9	m	7,3	m

Tableau 3.1 – Panneaux nécessaires en toiture et en intérieur en fonction des travées à franchir.

On peut voir au travers de ce tableau qu'il faut un plancher en CLT200 L5s aussi bien en toiture qu'en intérieur pour une portée de 6m comme celle qui nous concerne dans le bâtiment étudié.

Il est à noter que si l'on désire travailler avec des poutres mixtes acier/CLT d'une longueur de 7m, les travées du plancher en CLT inférieures à 4,1m entraînent le positionnement des connexions rotulées dans la largeur effective de la poutre mixte. Je rappelle aussi que j'étudie un plancher hyperstatique et que cela permet de réduire les épaisseurs des panneaux CLT. Sans cela, il faudrait réduire les portées de chacun des panneaux CLT.

3.3 Dimensionnement des connecteurs

Concernant le moyen de connecter les panneaux CLT aux poutres en acier, il faut obtenir un degré de connexion suffisant pour considérer que les 2 matériaux peuvent travailler en mixte. J'ai donc fait une étude numérique pour savoir quelles vis étaient les mieux adaptées.

Comme je l'ai déjà mentionné au début du mémoire, je tiens à considérer des connexions qui permettent la réutilisation des matériaux. C'est pourquoi je ne considère pas les connexions à base de résine ou de ciment. Je prends donc en considération des connexions mécaniques "simples" qui fournissent des résistances au cisaillement moindres mais toutefois exploitables. Pour joindre les 2 matériaux, je prévois donc d'utiliser des vis que l'on insère depuis la semelle supérieure de la poutre en acier et qui remontent verticalement dans le CLT. Le processus

d'installation est illustré à la figure 3.12. Le CLT ainsi que les profilés en acier seraient tous deux préforés en usine.

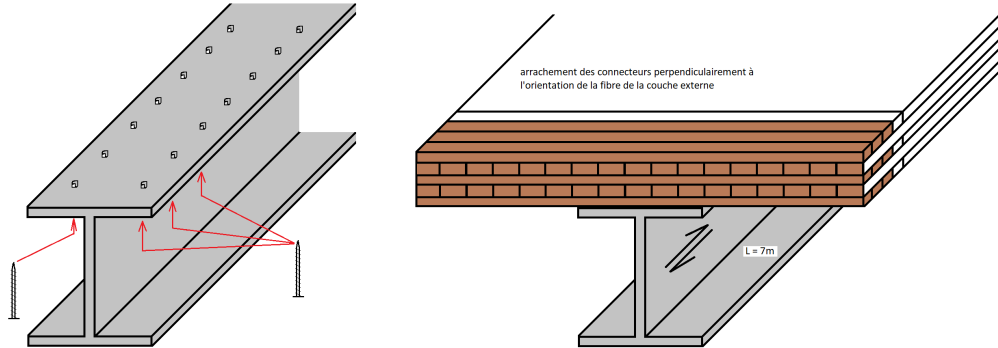


Figure 3.12 – Modélisation de l'assemblage entre le CLT et le profilé en acier.

Afin de mener à bien mon étude sur les connecteurs à utiliser, je désirais, initialement, trouver des vis proposées chez les fabricants de visserie pour voir si ces vis pouvaient convenir à mon cas d'étude. Mais après avoir longtemps parcouru des catalogues sur les connecteurs (principalement vis et tirefonds), je n'ai pas trouvé toutes les informations que je désirais. Par exemple, je n'ai jamais vu les fabricants mentionner la classe de résistance des vis.

Une deuxième difficulté rencontrée, mais moindre, était l'identification des vis spécifiques à mon cas d'étude puisque la connexion entre CLT et acier n'est pas encore un cas fort présent actuellement en construction. Les fabricants proposent toutes sortes de vis selon l'usage : ils proposent des vis pour des connexions bois-métal ou bien des vis spécifiques pour les panneaux CLT mais je n'ai jamais trouvé de vis pour connecter de l'acier à des panneaux CLT.

J'ai donc fait mon étude numérique sans prendre en compte de réelles vis déjà proposées par des fabricants mais j'ai fait varier les paramètres qui m'intéressent, c'est-à-dire la longueur, le diamètre et la classe de résistance. Concernant ce dernier paramètre, je le fais varier selon les classes usuelles (décrites chez un fournisseur en visserie boulonnerie[59]).

Pour étudier l'influence des paramètres décrits ci-dessus, j'étudie la connexion entre un plancher en CLT de 20cm d'épaisseur (comme il a été dimensionné juste au-dessus) et un profilé en acier IPE 400. La semelle de ce profilé a une épaisseur de 13,5mm. Un exemple calculatoire précis de dimensionnement des connecteurs est disponible à l'Annexe B.

3.3.1 Influence du diamètre

Pour étudier l'influence du diamètre, je fixe la longueur de la vis à 160mm et sa classe de résistance à 4.6, ensuite je fais varier le diamètre entre 6 et 18mm comme on peut le voir à la figure 3.13. Je n'étudie pas les vis de diamètre plus petit car cela sortirait des prérequis pour utiliser les formules de dimensionnement dans le manuel proHolz [57]. Ensuite, étudier les vis de diamètre plus élevé sort également des prérequis car il faut que la longueur de pénétration de la vis n'excède pas 8 fois le diamètre. ($l_{\text{pénétration}} = 160 - 13,5 = 146,5[mm]$ et pour un diamètre de 19mm, $8 \cdot d = 152[mm]$). Je pourrais augmenter la longueur de la vis pour étudier un plus large panel de vis mais ce n'est pas nécessaire car les conclusions sont déjà tirées au travers de cette variation de diamètre.

Dans l'Eurocode 5, les calculs de connexion bois-acier, en simple cisaillement, dépendent de l'épaisseur de la plaque métallique jointe au bois. Pour juger si une plaque est mince, épaisse ou intermédiaire, on compare son épaisseur au diamètre de la vis. (Soit t_f , l'épaisseur de la semelle de la poutre. Si $t_f < 0,5d$: plaque mince, si $t_f > d$: plaque épaisse, sinon plaque intermédiaire.)

Après avoir distingué les différents cas étudiés, j'ai alors pu comparer quelles sont les formules qui gouvernent la résistance au cisaillement des vis. Comme on peut le voir à la figure 3.13, les cellules jaunes mettent en évidence les valeurs minimales de résistance des vis. On voit alors que pour des plaques épaisses, c'est la deuxième valeur qui est importante (vis de diamètre entre 6 et 13mm). Cette valeur de résistance est obtenue via la formule suivante :

$$F_{v,Rk} = 2,3\sqrt{M_{y,Rk}f_{h,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (3.1)$$

où $M_{y,Rk}$ est l'écoulement plastique de la vis, $f_{h,k}$ est la portance locale du bois et $F_{ax,Rk}$ est la capacité d'arrachement de la vis.

Donc la résistance au cisaillement pour une plaque épaisse dépend des propriétés mécaniques de la vis et du CLT.

Lorsque la plaque est considérée comme mince, c'est-à-dire lorsque $d = 2 \cdot t_f = 27mm$, la résistance au cisaillement de la vis est gouvernée par la formule suivante :

$$F_{v,Rk} = 0,4f_{h,k}t_1d \quad (3.2)$$

où t_1 est la longueur de pénétration. Cette formule est celle qui se cache derrière les cases jaunes pour un dimensionnement de plaque mince. Pour une plaque mince, la résistance au cisaillement dépend exclusivement des caractéristiques techniques du CLT.

Lorsque la plaque est d'épaisseur intermédiaire, on observe 2 cas de figure.

Pour les vis de 14 à 16mm de diamètre, la résistance au cisaillement est similaire à la résistance des vis de diamètre inférieur. Elle est déterminée via une interpolation

3.3. Dimensionnement des connecteurs

linéaire entre les équations 3.1 et 3.2 avec une plus grande dépendance de la première équation car les plaques sont encore proches d'être considérées comme épaisses.

Pour les autres plaques intermédiaires (17 à 19mm de diamètre sur la figure 3.13), la résistance au cisaillement dépend cette fois des équations 3.2 et de la suivante :

$$F_{v,Rk} = f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (3.3)$$

Donc, pour les plaques intermédiaires, les résistances des connexions dépendent (comme pour les plaques épaisses) des propriétés mécaniques du CLT et de la vis.

diamètre [mm]	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
longueur [mm]	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160
classe de résistance	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6
f _{y,k} [Mpa]	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240
f _{u,k} [Mpa]	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
t _f [mm]	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5
plaque	épaisse	épaisse	épaisse	épaisse	épaisse	épaisse	épaisse	épaisse	intermédiaire	intermédiaire	intermédiaire	intermédiaire	intermédiaire	intermédiaire
ρ _k [kg/m³]	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350
f _{h,k} [MPa]	15.8	15.1	14.5	14.0	13.6	13.2	12.9	12.6	12.3	12.0	11.8	11.6	11.4	11.2
t ₁ [mm]	146.5	146.5	146.5	146.5	146.5	146.5	146.5	146.5	146.5	146.5	146.5	146.5	146.5	146.5
My,Rk [N.mm]	12658.3	18898.9	26743.3	36325.5	47772.9	61207.2	76745.4	94500.5	114581.4	137094.0	162141.1	189822.8	220236.7	253478.2
F _{ax,Rk} [N]	11565	13083	14558	15996	17403	18781	20135	21467	22778	24071	25346	26606	27851	29082
pour une plaque métallique mince en simple cisaillement														
F _{v,Rk} (1)									10082.9	10581.8	11070.8	11550.7	12022.3	12486.0
F _{v,Rk} (2)									12915.8	14109.6	15337.7	16599.6	17894.7	19222.5
F _{v,Rk} [N]									10082.9	10581.8	11070.8	11550.7	12022.3	12486.0
pour une plaque métallique épaisse en simple cisaillement														
F _{v,Rk} (1)	13929.7	15516.9	17037.2	18501.4	19917.5	21291.7	22628.8	23932.9	25207.2	26454.5	27677.0	28876.9	30055.7	31215.0
F _{v,Rk} (2)	5414.5	6524.7	7695.5	8925.2	10212.3	11555.2	12952.8	14403.7	15907.0	17461.4	19066.2	20720.3	22422.9	24173.3
F _{v,Rk} (3)	8782.9	9879.6	10953.2	12010.9	13058.2	14099.8	15139.5	16180.4	17225.2	18276.3	19335.8	20405.7	21487.5	22582.7
F _{v,Rk} [N]	5414.5	6524.7	7695.5	8925.2	10212.3	11555.2	12952.8	14403.7	15907.0	17461.4	19066.2	20405.7	21487.5	22582.7
final														
F _{v,Rk} [kN]	5.41	6.52	7.70	8.93	10.21	11.56	12.95	14.40	15.49	16.09	16.57	16.76	16.75	16.74
rangée de 2	10.83	13.05	15.39	17.85	20.42	23.11	25.91	28.81	30.98	32.17	33.14	33.52	33.51	33.47
F _{v,Rd} [kN]	6.7	8.0	9.5	11.0	12.6	14.2	15.9	17.7	19.1	19.8	20.4	20.6	20.6	20.6
espacement min [mm]														
n max sur L/2	145	125	109	97	87	79	72	67	62	58	54	51	48	46
F _{v,Rd} [kN]	966	1004	1032	1066	1093	1124	1148	1188	1182	1148	1101	1052	990	948

Figure 3.13 – Tableau récapitulatif du dimensionnement de vis en faisant varier le diamètre.

La figure 3.14 représente les résistances de paires de vis en fonction du diamètre. On y voit clairement que la résistance augmente avec le diamètre lorsque celui-ci est plus faible que 17mm. On peut distinguer une évolution linéaire tant que la semelle du profilé en acier est considérée comme épaisse par rapport au diamètre des vis (d<14mm). Ensuite la résistance continue à augmenter mais à vitesse moindre jusqu'à un diamètre de 17mm. Enfin, la résistance n'augmente plus après.

La figure 3.15 montre la résistance totale des paires de vis réparties sur une demi longueur de poutre (3,5m dans mon cas) lorsque celles-ci sont espacées de la distance

minimale à respecter entre chaque vis. Cet espacement minimal correspond à 4 fois le diamètre pour respecter ce qui est décrit dans le manuel de proHolz.

On peut voir que la résistance totale augmente avec le diamètre jusqu'à un pic à $d = 13mm$, ensuite, la résistance diminue en même temps que le diamètre augmente. Cela s'explique du fait que la résistance au cisaillement pour une paire de vis ($F_{v,Rd}$) commence à stagner lorsque $d \geq 16mm$; il est alors normal que la résistance totale $F_{V,Rd}$ diminue sur $L/2$ quand on augmente le diamètre après $d = 16mm$ puisque le nombre de vis que l'on peut mettre se voit réduit.

Si l'on vient à travailler avec l'espacement minimal entre chaque paire de vis, ce sont les vis d'un diamètre de 13mm qui fourniront la plus grande résistance.

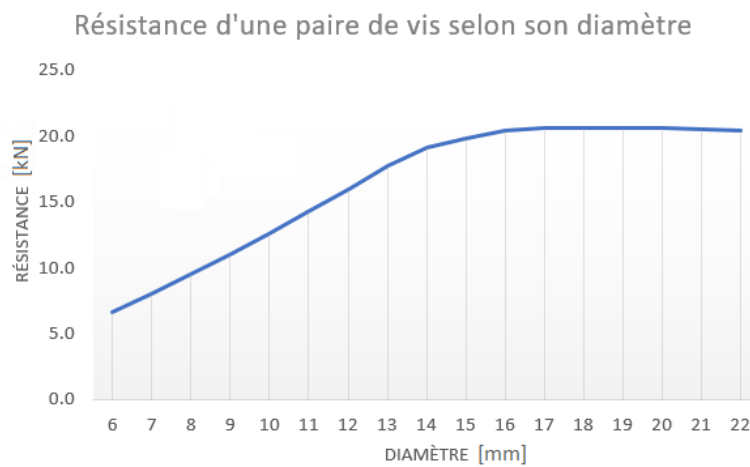


Figure 3.14 – Graphe donnant la résistance d'une paire de vis en fonction de leur diamètre.

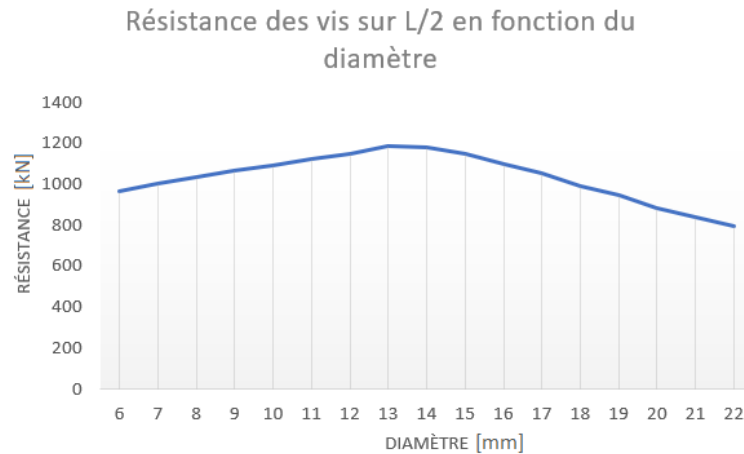


Figure 3.15 – Graphe donnant la résistance totale de paire de vis sur 3,5m.

3.3.2 Influence de la longueur

Pour étudier l'influence de la longueur, j'ai fixé le diamètre des vis à 16mm (signifiant que je travaille avec une plaque métallique d'épaisseur intermédiaire) et la classe de résistance à 4.6. Ensuite je fais varier la longueur de ces vis tous les 10mm entre 120 et 210mm. Les longueurs de 120, 130 et 140mm sont là à titre indicatif mais ne devraient pas être prises en considération car elles ne respectent pas les prérequis dans le manuel sur le CLT de proHolz. La vis doit traverser au moins 3 couches de CLT (120mm) et la longueur de pénétration de la vis doit valoir au moins 8 fois le diamètre (128mm). Donc dans le tableau de la figure 3.16, les cases rouges signifient qu'au moins une des conditions n'est pas respectée.

(Les vis ne peuvent pas dépasser 213,5mm sinon elles débordent du CLT, d'où le fait que je me limite à 210mm.)

On peut voir dans le tableau à la figure 3.16 que la résistance au simple cisaillement des connexions avec plaque intermédiaire est régie par les équations 3.1 et 3.2 pour les vis de longueurs inférieures ou égales à 150mm. Les équations 3.1 et 3.3 régissent les vis de longueurs supérieures.

3.3. Dimensionnement des connecteurs

diamètre [mm]	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
longueur [mm]	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210
classe de résistance	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6
f _{y,k} [MPa]	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240
f _{u,k} [MPa]	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
t _f [mm]	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5
plaque	intermédiaire	intermédiaire	intermédiaire	intermédiaire	intermédiaire	intermédiaire	intermédiaire	intermédiaire	intermédiaire	intermédiaire
ρ _k [kg/m³]	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350
f _{h,k} [MPa]	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8
t ₁ [mm]	106.5	116.5	126.5	136.5	146.5	156.5	166.5	176.5	186.5	196.5
My,Rk [N.mm]	162141.1	162141.1	162141.1	162141.1	162141.1	162141.1	162141.1	162141.1	162141.1	162141.1
F _{ax,Rk} [N]	19023	20623	22210	23784	25346	26898	28440	29973	31497	33013
pour une plaque métallique mince en simple cisaillement										
F _{v,Rk} (1)	8048.1	8803.8	9559.4	10315.1	11070.8	11826.5	12582.2	13337.9	14093.6	14849.2
F _{v,Rk} (2)	13756.9	14156.9	14553.6	14947.1	15337.7	15725.7	16111.2	16494.4	16875.4	17254.4
F _{v,Rk} [N]	8048.1	8803.8	9559.4	10315.1	11070.8	11826.5	12582.2	13337.9	14093.6	14849.2
pour une plaque métallique épaisse en simple cisaillement										
F _{v,Rk} (1)	20120.2	22009.4	23898.6	25787.8	27677.0	29566.3	31455.5	33344.7	35233.9	37123.1
F _{v,Rk} (2)	17485.3	17885.4	18282.0	18675.5	19066.2	19454.1	19839.6	20222.8	20603.9	20982.9
F _{v,Rk} (3)	15167.0	16182.0	17218.0	18270.4	19335.8	20411.6	21495.8	22586.8	23683.3	24784.4
F _{v,Rk} [N]	15167.0	16182.0	17218.0	18270.4	19066.2	19454.1	19839.6	20222.8	20603.9	20982.9
final										
F _{v,Rk} [kN]	12.94	13.88	14.82	15.78	16.57	17.07	17.57	18.07	18.57	19.07
rangée de 2	25.88	27.75	29.65	31.57	33.14	34.14	35.14	36.14	37.14	38.13
F _{v,Rd} [kN]	15.9	17.1	18.2	19.4	20.4	21.0	21.6	22.2	22.9	23.5
espacement min [mm]	64	64	64	64	64	64	64	64	64	64
n max sur L/2	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
F _{V,Rd} [kN]	860	922	985	1049	1101	1135	1168	1201	1234	1267

Figure 3.16 – Tableau récapitulatif du dimensionnement de vis en faisant varier la longueur.

Sur la figure 3.17, on peut apercevoir l'évolution de la résistance de paires de vis en fonction de leur longueur. Sans grande surprise, la résistance augmente avec la longueur. On peut voir un léger changement dans la courbure qui correspond au changement de formules qui déterminent la résistance au cisaillement. Si l'on veut augmenter la résistance des connexions entre le CLT et les profilés en acier, il faut donc prendre les vis les plus longues possibles.

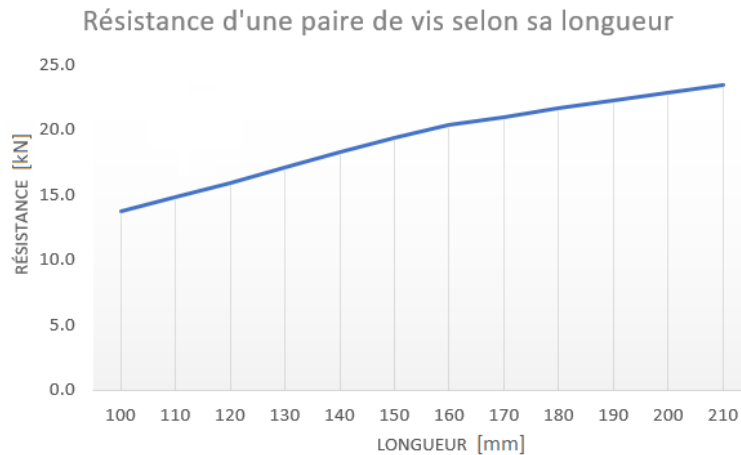


Figure 3.17 – Graphe donnant la résistance d’une paire de vis en fonction de leur longueur.

3.3.3 Influence de la classe de résistance

Afin d’étudier l’influence de la classe de résistance, je fixe le diamètre des vis à 14mm et leur longueur à 160mm. Ensuite, j’ai fait varier les classes de résistance selon les classes usuelles[59] : 4.6, 5.6, 6.8 8.8, 10.9 et 12.9.

Les conclusions intéressantes sont tirées du graphe à la figure 3.18. On peut y voir que les résistances au cisaillement des paires de vis augmentent avec la classe de résistance mais cette progression est "lente". Les résistances varient entre 19 et 23kN.

Il est donc plus intéressant d’optimiser le diamètre et la longueur des vis pour joindre le CLT au profilé en acier.

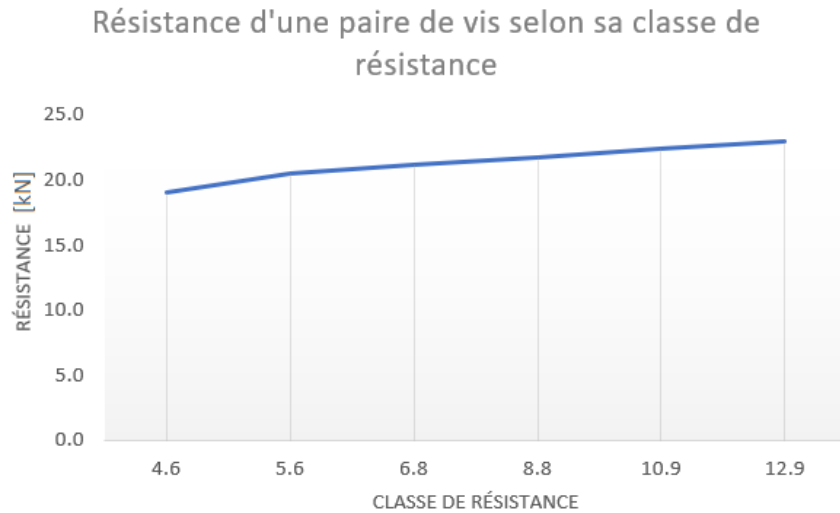


Figure 3.18 – Graphe donnant la résistance d’une paire de vis en fonction de leur classe de résistance.

3.4 Dimensionnement du profilé en acier

Je consacre cette section au dimensionnement des poutres en acier qui servent de support au plancher en CLT. Je considère donc les poutres qui couvrent la largeur du bâtiment comme on a pu le voir à la figure 3.2. Toutes ces poutres sont isostatiques et ont une portée de 7m. (Il faut donc 2 poutres indépendantes l’une à la suite de l’autre pour couvrir l’entièreté de la largeur du bâtiment comme cela a été présenté dans le document de référence[56].)

Dans un premier temps, je présente les profils nécessaires lorsque les 2 matériaux CLT et acier ne sont pas connectés et lorsqu’ils sont connectés complètement (uto-pie). Ensuite, je me consacrerai dimensionnement des profils pour une connexion partielle entre les 2 matériaux.

Ci-dessous, figure une illustration des déformations dans la section d’une poutre mixte en fonction de son degré de connexion. Elle permet de visualiser l’étude des 3 cas de figure.

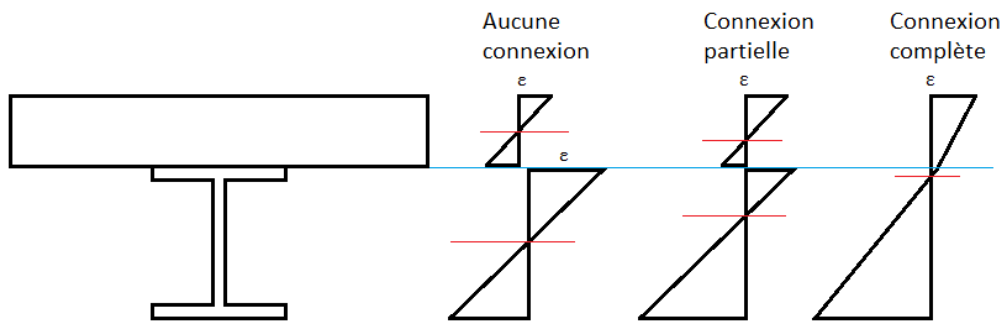


Figure 3.19 – Déformations dans la section d’une poutre mixte en fonction de son degré de connexion.

3.4.1 Aucune connexion

Le dimensionnement détaillé du profilé nécessaire lorsque le plancher en CLT est simplement déposé sur les poutres en acier se trouve à l’Annexe C. Après avoir vérifié la résistance de la poutre soumise aux charges ultimes (ELU) et après avoir vérifié que la flèche de la poutre (à court et long terme) est acceptable, j’ai trouvé que le profilé IPE 500 de nuance d’acier S275 (fourni chez ArcelorMittal) convenait parfaitement.

Afin de dimensionner les profilés nécessaires, j’ai calculé les charges maximales qui étaient appliquées sur ces poutres. Ceci grâce aux réactions maximales aux appuis que j’ai obtenues lors du dimensionnement des panneaux CLT, auxquelles j’ajoute le poids propre de la poutre. Les résultats finaux sont disponibles à la figure 3.20.

	ELU		ELS CT		ELS LT
q [kN/m]	75.27	q [kN/m]	51.96	q [kN/m]	72.24
M_max [kN.m]	461.0	f_max [mm]	16.0	f_max [mm]	22.3
V_max [kN]	263.4				
M_pl,Rd [kN.m]	603	f_admissible [mm]	23 = l/300	f_admissible [mm]	28 = l/250
V_pl,Rd [kN]	951				

Figure 3.20 – Valeurs récapitulatives du dimensionnement du profilé en acier.

Il est à noter que le profilé en acier d’une taille inférieure, l’IPE 450, ne satisfait pas au critère de flèche à long terme car elle vaudrait 31,8mm qui est supérieur aux 28mm (1/250) tolérés.

Enfin la poutre ne résiste pas au feu pendant au moins 60minutes sans être protégée. Il faut donc pulvériser une couche de spray isolant de 8mm d’épaisseur sur tout le contour de la poutre en contact direct avec l’air libre.

J’ai également voulu voir les différentes portées que la poutre peut atteindre selon le profilé en acier. Ceci lorsque les poutres sont espacées entre elles de 6m et

que les charges qui sont appliquées correspondent aux charges d'un bâtiment de bureaux avec un plancher en CLT continu de 20 cm d'épaisseur. Les résultats de cette recherche sont disponibles au tableau 3.2. À chaque fois qu'il a fallu augmenter le profilé en acier pour satisfaire les critères de dimensionnement, c'est la flèche à long terme qui en était responsable.

profilé	jusqu'à	
IPE 330	4,7	m
IPE 360	5,2	m
IPE 400	5,9	m
IPE 450	6,7	m
IPE 500	7,5	m
IPE 550	8,4	m
IPE 600	9,3	m

Tableau 3.2 – Tableau donnant une idée des portées atteignables selon le profilé en acier lorsqu'il n'y a pas de connexions entre le plancher et la poutre.

3.4.2 Connexion complète

La connexion d'une poutre mixte est dite complète lorsque les 2 matériaux qui la constitue peuvent atteindre leur résistance maximale. Quand on dimensionne des poutres mixtes, on regarde donc l'effort de cisaillement longitudinal maximal entre les matériaux. Si on sait placer suffisamment de connecteurs pour reprendre cet effort, la connexion est parfaite, sinon elle est partielle et on réduit la participation de la dalle dans les calculs de résistance.

Le dimensionnement du profilé en acier nécessaire pour une connexion complète entre les 2 matériaux acier et CLT est un calcul idéaliste basé sur l'Eurocode 4 : "Calcul des structures mixtes acier-béton". Supposer une connexion complète entre l'acier et le CLT est une hypothèse forte. Il n'est d'ailleurs pas possible d'atteindre un degré de connexion total à l'aide de vis (comme on le verra dans la section 3.4.3). Par contre, ce degré de connexion total est peut-être atteignable avec des connecteurs à base de plaques métalliques et de résine comme on l'a vu dans le chapitre 2; un exemple paraît à la figure 3.21 (mais pour rappel, je ne me suis pas penché sur les connexions qui ne permettent pas la réutilisation des matériaux).

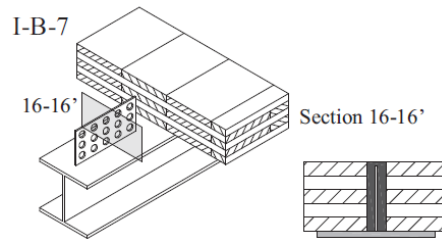


Figure 3.21 – Assemblage du profilé en acier et du CLT avec plaque métallique et colle à base de résine[48]

Pour que la connexion soit considérée comme complète, il faut que les connecteurs soient suffisamment résistants et suffisamment rigides. Au cours des calculs effectués, je détermine l'effort que doit reprendre les connecteurs mais la raideur des connecteurs n'est pas exploitée, signifiant que c'est un point auquel il faut faire attention si l'on désire reprendre le même raisonnement dans le futur.

Malgré le côté utopique de la connexion complète, je désirais quand même suivre l'approche du dimensionnement en mixte décrit dans l'Eurocode 4 car elle fournit quelques informations intéressantes. Tout d'abord, il s'agit d'une borne supérieure que l'on peut espérer atteindre si on a les bons connecteurs. Ensuite, cette méthode permet de faire un calcul élasto-plastique (contrairement à la méthode Gamma utilisée pour faire des calculs de connexion partielle). D'ailleurs, ce calcul élasto-plastique s'est avéré nécessaire car j'ai pu prendre en considération la plastification de la poutre en acier tout en restant dans le domaine élastique du CLT.

La résistance du bois se calcule toujours dans son domaine élastique comme c'est un matériau peu ductile. Les manuels sur le CLT font donc de même pour les calculs de résistance. Cependant, cette manière d'utiliser le bois lui confère de meilleures propriétés que le bois traditionnel. D'ailleurs, dans l'article "Experimental and numerical investigation of short term behaviour of CLT-steel composite beams" [44] (présenté à la section 2.1.4), le diagramme contrainte-déformation du CLT en compression, visible à la figure 3.22, montre que le CLT a un comportement similaire au béton en compression. Il y aurait donc moyen de dimensionner la poutre mixte acier-CLT d'une manière similaire au mixte acier-béton dans le domaine plastique.

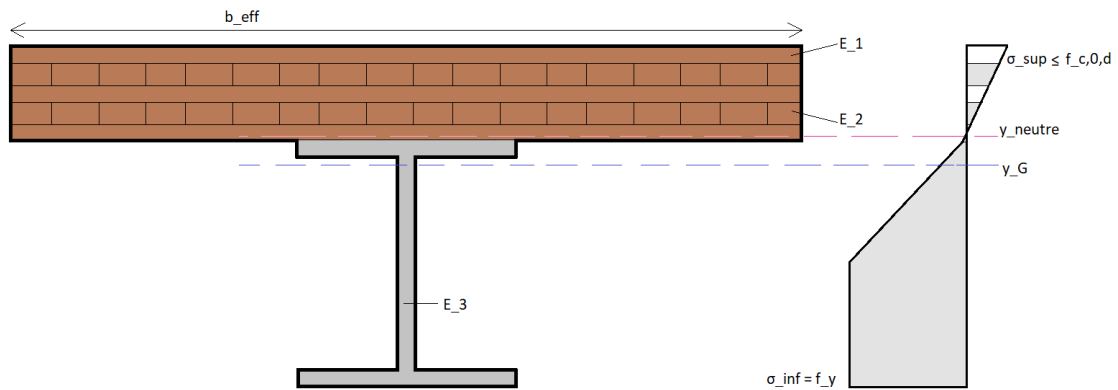


Figure 3.23 – Schéma de la poutre mixte étudiée et sa distribution de contraintes.

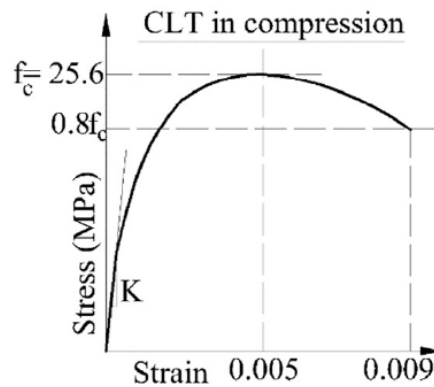


Figure 3.22 – Diagramme contrainte-déformation du CLT en compression.

Enfin, un troisième avantage de cette méthode est qu'elle permet de prendre en considération toutes les couches du panneau CLT. Toutefois, l'apport que peut offrir la considération des couches transversales du CLT est minime.

La poutre mixte considérée a l'allure de la poutre représentée à la figure 3.23. Comme on peut l'apercevoir, seulement 2 couches de CLT sont parallèles au sens de portée de la poutre. Ce sont donc ces 2 couches qui participeront principalement à la résistance de la poutre mixte. (Comme le sens de portée du plancher en CLT est dans la longueur du bâtiment, 3 couches sur 5 sont nécessaires pour que celui-ci soit autoportant ; il n'y a donc plus que 2 couches de CLT parallèles au profilé en acier.)

Pour entamer les calculs de résistance et de flèches de la poutre mixte, il faut d'abord définir sa géométrie. En effet, seulement une partie du plancher CLT participe à la résistance de la poutre. Cette partie est définie par une largeur effective (b_{eff} sur la figure 3.23) qui dépend de plusieurs paramètres : le glissement entre le plancher en CLT et la poutre en acier, la nature du chargement (concentré ou

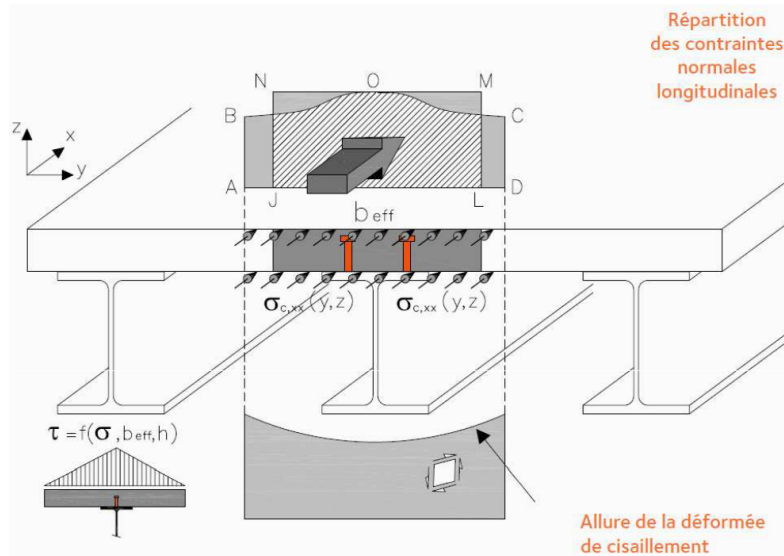


Figure 3.24 – Définition schématique de largeur effective[34].

réparti uniformément), la distance entre les poutres, le cisaillement et la longueur de la poutre (plus précisément la longueur entre 2 points correspondant à des moments nuls dans une poutre hyperstatique).

Pour déterminer la largeur effective correspondant à ma poutre isostatique, j'ai fait l'hypothèse qu'elle vaut autant qu'en mixte acier-béton. J'ai alors appliqué la formule simplifiée 3.4 présentée dans l'Eurocode 4 (et j'obtiens $b_{eff} = 1,75m$).

$$b_{eff} = 2 \cdot \min(L/8, b_i/2) \quad (3.4)$$

Une fois la géométrie de la poutre déterminée, je trouve que le profilé IPE 360 en acier S275 convient pour mon bâtiment de bureaux. Ceci à condition de le couvrir d'un spray isolant d'une épaisseur de 14mm pour résister à un incendie pendant au moins 60minutes.

Pour information, le profilé d'une taille inférieure chez ArcelorMittal, IPE 330, ne convient pas à mon cas d'étude car sa flèche à long terme (28,4mm) est supérieure à la limite fixée ($L/250=28mm$) et le moment résistant de la poutre mixte n'est pas suffisant avec une nuance d'acier S275 (il faudrait une nuance au-dessus : S355). Le dimensionnement de la poutre mixte en connexion complète selon l'Eurocode 4 est repris en détail à l'Annexe D.

Je me suis également intéressé à l'effort de cisaillement auquel les connecteurs doivent résister pour que l'on puisse considérer que la connexion soit complète entre l'acier et le CLT. Après calcul (aussi disponible à l'annexe D), je trouve que l'effort de cisaillement maximal (au niveau des extrémités de la poutre) vaut 620kN/m.

Il faut donc des connecteurs qui soient capables de reprendre 620kN sur 1m. J'ai comparé cet effort avec l'effort que pourrait reprendre une série de vis comme je l'ai présenté au point 3.3. Pour ce faire, j'ai considéré les vis qui me donneraient la plus grande résistance possible sur 1mètre. Les vis ont donc une longueur de 210mm, un diamètre de 13mm et sont de classe de résistance 12.9. Ces vis sont espacées de l'espacement minimum prescrit, c'est-à-dire 52mm.

En suivant les calculs présentés en Annexe B, j'obtiens, pour une paire de vis, une résistance $F_{v,Rd} = 27[kN]$. Et en respectant l'espacement minimum entre chaque paire, on peut obtenir une résistance au cisaillement $F_{V,Rd} = 513[kN/m]$ ce qui représente 83% de la résistance requise pour considérer une connexion complète.

En m'intéressant à l'effort de cisaillement à reprendre par les connecteurs entre l'acier et le CLT, je me suis aussi penché sur les efforts de cisaillement sur toute la hauteur de la section de la poutre mixte. J'ai remarqué que les contraintes de cisaillement pourraient éventuellement poser problème dans les couches de CLT car elles sont plus élevées dans une poutre mixte acier/CLT que dans un plancher en CLT travaillant seul en flexion. Cependant, les connexions qui traversent le CLT peuvent aider à reprendre cet effort de cisaillement. Cela vaudrait donc la peine d'étudier ce point expérimentalement.

Enfin, je donne dans le tableau 3.3 une idée des portées atteignables quand on utilise des poutres mixtes (isostatiques) avec connexion complète entre les 2 matériaux acier et CLT. Je fais varier la taille du profilé en acier pour voir les portées que l'on peut atteindre.

profilé	jusqu'à	
IPE 300	5,8	m
IPE 330	6,4	m
IPE 360	7,1	m
IPE 400	7,9	m
IPE 450	8,9	m
IPE 500	10,0	m

Tableau 3.3 – Tableau donnant une idée des portées atteignables des poutres mixtes à connexion complète selon le profilé en acier utilisé.

3.4.3 Connexion partielle

On vient de voir qu'une connexion complète entre l'acier et le CLT n'est pas faisable en s'aidant simplement de connecteurs mécaniques. Voyons maintenant ce que donne l'étude des poutres mixtes acier/CLT lorsque la connexion est partielle. Pour faire ce dimensionnement, je me suis basé principalement sur un rapport du CSTC qui dimensionne un plancher mixte en bois et béton, que j'ai adapté à

mon cas d'étude. L'intérêt de ce rapport est qu'il dimensionne le plancher selon la méthode Gamma. Cette méthode, introduite dans l'Annexe B de l'Eurocode 5, fut développée initialement pour dimensionner des poutres assemblées mécaniquement en T ou en I [55]. Par le biais de la méthode Gamma, on définit alors une rigidité effective de la poutre mixte qui est pondérée par un (des) coefficient(s) gamma dépendant des propriétés des éléments connectés et des connecteurs. Le coefficient gamma (variant entre 0 et 1) représente en fait le degré de connexion entre les éléments.

La méthode Gamma a également été adaptée aux panneaux CLT puisque ce produit dérivé du bois est constitué de plusieurs couches en bois collées les unes aux autres. (Cette méthode est expliquée dans le manuel proHolz [57] et dans le manuel de référence sur le bois lamellé-croisé en Amérique du Nord [55].²)

Dans un premier temps, il m'a fallu définir la géométrie de la poutre mixte étudiée. Parmi les 5 couches de CLT, seulement 2 sont parallèles au profilé de la poutre. Ce sont donc ces 2 couches qui contribueront à la résistance de la poutre mixte, les couches transversales n'étant pas prises en compte dans la méthode Gamma adaptée au CLT.

Concernant la largeur du plancher qui collabore avec le profilé en acier, on définit une largeur efficace b_{eff} de la même manière qu'en mixte total ($b_{eff} = 1,75m$) (hypothèse qu'il faudra peut-être adapter dans le futur, sans doute via des expériences.).

La poutre mixte considérée a désormais l'allure de la poutre schématisée à la figure 3.25.

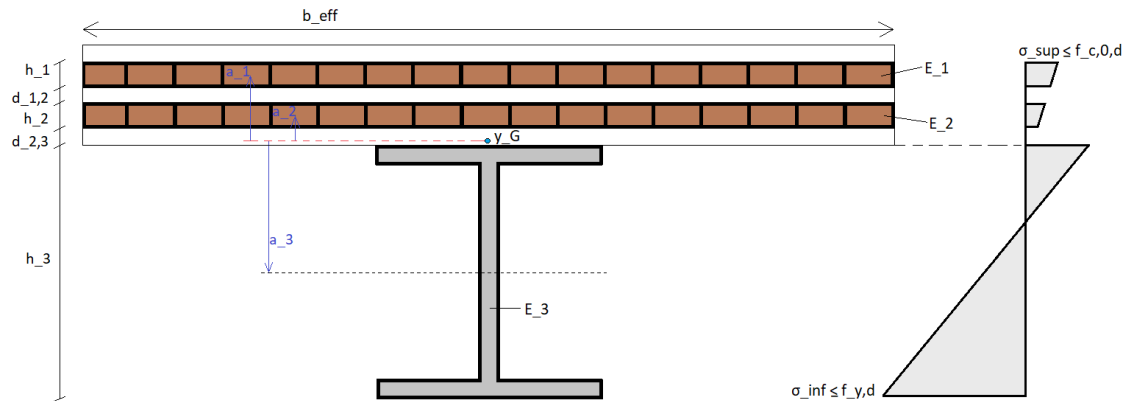


Figure 3.25 – Schéma de la poutre mixte étudiée selon la méthode Gamma et la distribution type des contraintes.

Pour entamer les calculs, je définis la couche de CLT portant l'indice 2 sur la figure 3.25 comme la couche de référence. (Son degré de connexion avec elle-même (γ_2) vaut bien sûr 1). Cela me permet alors de connaître le degré de connexion γ_1

2. Pour des panneaux CLT avec plus que 5 couches, leurs méthodes Gamma diffèrent un peu.

entre cette couche et la couche supérieure du CLT et le degré de connexion γ_3 entre cette couche et le profilé en acier. Ce dernier degré de connexion définit le degré de connexion atteignable entre le panneau CLT et le profilé en acier.

Au terme des calculs de dimensionnement, je trouve qu'un profilé IPE 400 S355 convient pour travailler en mixte partiel dans le bâtiment étudié à condition d'utiliser des vis de 15mm de diamètre, longues de 210mm et disposées par paire tous les 6cm. Le degré de connexion entre l'acier et le CLT est alors de 0,487 à l'ELU (court terme). Enfin, il faut protéger le profilé en acier d'un spray isolant de 10mm d'épaisseur pour résister à un incendie pendant 1 heure.

Pour information, un profilé IPE d'une gamme inférieure, c'est-à-dire IPE 360 S355, ne convient pas car la contrainte maximale dans l'acier à long terme vaut 369,2MPa et que les connecteurs ne sont pas capables de reprendre l'effort maximal de cisaillement (ni à court terme ni à long terme).

Les calculs expliqués en détail se retrouvent à l'Annexe E.

Je passe maintenant en revue les résultats annoncés.

Nuance d'acier

Il est important de préciser qu'avec la méthode Gamma, tous les calculs sont réalisés en supposant que les matériaux sont élastiques jusqu'à la rupture.

Lors du dimensionnement en connexion complète avec un profilé IPE 360 S275, j'ai étudié en premier lieu la poutre mixte dans son domaine élastique et j'ai trouvé que la contrainte au pied de la poutre était trop grande. Tandis que le CLT pouvait accepter plus d'efforts.

Comme le profilé IPE 360 S275 est de classe de résistance 1 et est donc capable de se plastifier, j'ai alors étudié la poutre mixte dans son domaine élasto-plastique (où l'acier uniquement se plastifie). Je trouve alors que la poutre mixte résiste effectivement à l'ELU.

Dans le cas présent, en étudiant la poutre mixte en connexion partielle, j'ai une situation similaire. La contrainte maximale de traction dans l'acier vaut 292MPa et est donc supérieure à la limite d'élasticité de 275MPa. La contrainte maximale de compression dans le CLT vaut 8,72MPa soit 65% de ce qu'il peut supporter.

J'aurais donc aimé voir si la poutre mixte dans son domaine élasto-plastique est capable de reprendre le moment maximal (comme je sais que le profilé IPE 400 S275 est également de classe de résistance 1 et peut donc se plastifier). Mais la méthode Gamma suppose que les matériaux sont élastiques jusqu'à la rupture. Cela signifie alors que les calculs n'exploitent pas le potentiel du profilé en acier à se plastifier.

Je dois donc soit augmenter la nuance d'acier du profilé soit augmenter les dimensions du profilé.

J'ai alors décidé d'augmenter la nuance d'acier à S355. Ce choix me semble plus

raisonnable car utiliser des poutres de taille supérieure (IPE 450) serait plus coûteux (il y a 72 poutres de 7m de long dans le bâtiment que je dimensionne), cela augmenterait la hauteur du plancher, la structure se verrait alourdie... Toutefois, si on utilise des vis de 15mm de diamètre et longues de 210mm en les espaçant de manière constante tout le long de la poutre avec l'espacement maximum possible pour respecter les critères de résistance, il faudrait 232 vis pour le profilé IPE 400 S355 contre 170 vis pour le profilé IPE 450 S275. Cela représente donc une économie de 62 vis par poutre ($62 \times 72 = 4464$ vis pour le bâtiment).

Pour information, les paires de vis sont espacées de l'espacement minimal requis (60mm) pour utiliser la poutre IPE 400. Nous sommes donc proches des limites d'utilisation de ce profilé. Quant à l'espacement entre les paires de vis lorsqu'on utilise le profilé IPE 450, on peut l'augmenter jusqu'à 82mm (au-delà, les vis ne reprennent plus l'effort de cisaillement maximal).

Connecteurs

Concernant les connecteurs, il s'agit d'un point critique pour le dimensionnement des poutres mixtes acier/CLT.

Pour parvenir à obtenir la résistance au cisaillement nécessaire, il faut que les vis soient disposées par paires le long de la poutre, qu'elles soient les plus longues possibles (210mm), avec une classe de résistance minimale de 8.8. Ensuite, il faut les espacer de la distance minimale requise dans le manuel sur le CLT fait par proHolz, c'est-à-dire 4 fois le diamètre.

À propos des diamètres exploitables, j'ai fait varier ce paramètre pour voir ceux qui convenaient. Ainsi, je reprends dans le tableau 3.4, les diamètres des vis avec lesquelles on peut connecter l'acier et le CLT, tout en respectant l'espacement minimal, pour obtenir le comportement mixte nécessaire pour dimensionner le bâtiment de référence.

Dans ce tableau, je reprends donc dans la première colonne, le diamètre des vis (d). La deuxième colonne, reprend l'effort de cisaillement maximal (F_d) que la paire de vis doit pouvoir reprendre. Cet effort est repris à la formule 3.5 permettant ainsi de visualiser quels sont les paramètres qui la dirigent.

$$F_d = \frac{\gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3 \cdot s}{(EI)_{eff}} \cdot V_d \quad (3.5)$$

où :

- l'indice 3 réfère au profilé en acier. Avec la méthode Gamma, on prend un "solide" de référence (ici la couche de CLT qui se trouve au centre à la figure 3.25) et on détermine la connexion qu'il y a entre ce solide et le solide 3.
- γ_3 est le degré de connexion entre l'acier et le CLT,
- E_3 est le module d'élasticité de l'acier,

- A_3 est l'aire du profilé en acier,
- a_3 est la distance entre le centre de gravité de l'acier et le centre de gravité de la section équivalente de la poutre mixte,
- s est l'espacement entre les connecteurs mécaniques,
- $(EI)_{eff}$ est la raideur effective de la poutre mixte,
- V_d est l'effort tranchant maximal que l'on retrouve dans la poutre mixte (aux extrémités).

Il faut savoir que plusieurs de ces paramètres s'influencent les uns les autres. Par exemple en changeant " s ", cela affecte γ_3 , a_3 et $(EI)_{eff}$. La figure suivante donne une idée des "impacts" sur la formule quand on change " s ".

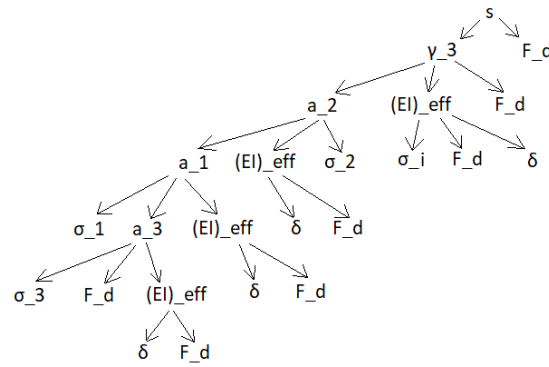


Figure 3.26 – Illustration des interconnexions qui se cachent derrière la formule 3.5. Ici le paramètre de départ est l'espacement " s " entre les connecteurs.

Pour mieux visualiser l'évolution de F_d avec l'espacement entre les paires de vis, j'ai représenté à la figure 3.27, le graphe qui donne l'évolution de F_d lorsque " s " augmente (entre 60 et 120mm) pour un diamètre constant. L'allure de cette évolution est quasi linéaire.

Maintenant, si on garde " s " comme la fonction $s = 4 \cdot d$ et que l'on fait varier " d " (entre 6 et 20mm), le graphe donnant l'évolution de F_d est parfaitement linéaire. Tant que " s " est une fonction de " d ", le degré de connexion γ_3 reste identique. Les paramètres qui en dépendent, a_3 et $(EI)_{eff}$, ne varient donc pas non plus et cela donne lieu à cette évolution linéaire.

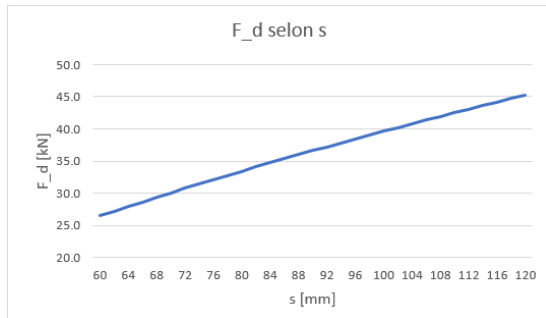


Figure 3.27 – Graphe donnant la force de cisaillement à reprendre en fonction de la distance qui sépare les paires de vis (d est constant).

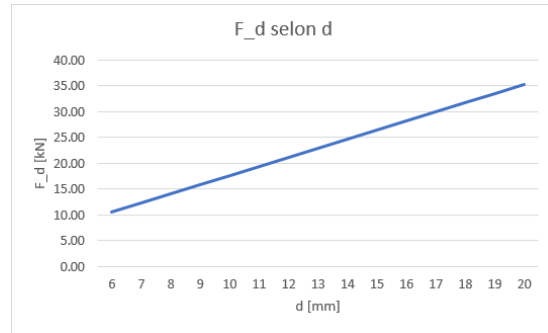


Figure 3.28 – Graphe donnant la force de cisaillement à reprendre en fonction du diamètre des vis ($s = 4 \cdot d$).

Ensuite, la troisième colonne du tableau reprend l'effort de cisaillement résistant (P_{Rd}) d'une paire de vis de diamètre d . Enfin, dans la quatrième colonne, je calcule le rapport entre l'effort de cisaillement résistant et l'effort de cisaillement maximal appliqué (P_{Rd}/F_d).

On voit alors que seules les vis de 11 à 15mm de diamètre peuvent être utilisées. En respectant la distance minimale entre chaque paire de vis, on voit que les vis de diamètre de 13mm offrent le meilleur ratio P_{Rd}/F_d (1,06). Ce constat n'est pas surprenant étant donné qu'à la fin de la partie 3.3.1 sur l'influence du diamètre des vis, j'avais déjà indiqué que les vis de 13mm de diamètre, espacées de la distance minimale requise, fournissaient la meilleure résistance.

Cependant les vis de 13mm de diamètre espacées tous les 52mm demandent qu'on en dispose 268 (134 paires) sur toute la longueur de la poutre. Or, avec des vis de 15mm de diamètre, espacées de 60mm, la résistance au cisaillement est également satisfaite et on ne doit disposer "plus que" 232 vis (116 paires) sur toute la longueur de la poutre. (C'est donc ces vis que je choisis et qui me servent de référence dans la suite des analyses.)

d [mm]	F_d [kN]	P_{Rd} [kN]	P_{Rd}/F_d
10	17,66	17,18	0,973
11	19,43	19,47	1,002
12	21,19	21,85	1,031
13	22,96	24,33	1,060
14	24,73	26,17	1,058
15	26,49	27,15	1,025
16	28,26	27,64	0,978

Tableau 3.4 – Rapport entre la résistance des paires de vis et l'effort qu'elles doivent reprendre en fonction de leur diamètre (et si elles sont espacées de la distance minimale requise).

À travers ce tableau, on voit clairement que la connexion entre l'acier et le CLT est un point sensible puisqu'avec toutes les considérations faites, la résistance au cisaillement atteinte ne dépasse que légèrement l'effort appliqué.

Dans un deuxième temps, j'ai voulu savoir si on pouvait réduire le nombre de vis disposées le long de la poutre.

D'abord je regarde ce que je gagne en augmentant la classe de résistance des vis à 12.9 et en gardant les mêmes dimensions. Je vois alors que je peux espacer les vis de 65mm pour respecter les critères de résistance. Il ne faut dès lors "plus que" 214 vis le long de la poutre (contre 232). Cela représente une économie de 1296 vis (18×72) au total sur le bâtiment.

J'ai également voulu voir si on ne pouvait pas mettre 4 vis sur la largeur de la poutre et les distancer davantage sur la longueur de la poutre pour voir si le nombre total de vis ne pouvait pas être réduit.

Pour faire cette comparaison, j'utilise toujours des vis longues de 210mm et de classe de résistance 8.8. Cependant le diamètre de vis ne peut pas prendre n'importe quelle valeur. J'ai donc commencé par déterminer quels sont les diamètres des vis que l'on peut traiter pour que les 4 vis soient réparties sur la largeur du profilé IPE 400 ($b = 180mm$) tout en respectant les règles de dimensionnement.

Il y a 3 règles à respecter :

- Concernant le CLT, les vis doivent être espacées entre elles d'au moins 5 fois leur diamètre (de centre à centre) car elles sont disposées dans la direction des fibres des couches externes et que le CLT est soumis à une force de cisaillement perpendiculaire à sa direction principale (voir figure E.4)[57].
- Concernant la distance minimale au bord de l'acier, cette distance doit valoir au minimum 1,5 fois le diamètre selon l'Eurocode 3 [60].
- Les vis doivent également être suffisamment espacées au centre de la semelle supérieure pour qu'elles ne soient pas vissées dans les courbes qui relient la semelle à l'âme ($\geq t_w + 2 \cdot r + 2 \cdot d/2 = 8,6 + 2 \cdot 21 + 2 \cdot d/2$).

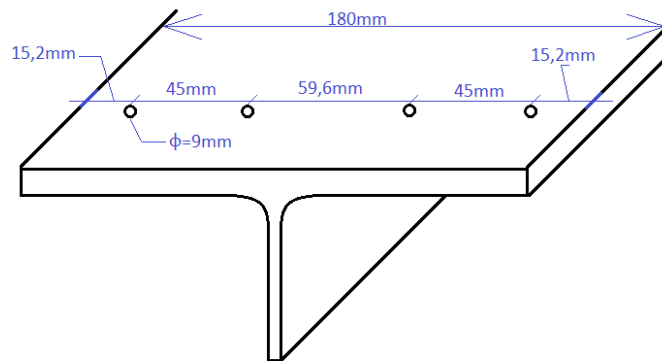


Figure 3.29 – Configuration des 4 vis sur la largeur de la poutre.

En vérifiant tous ces critères je trouve que l'on peut utiliser des vis dont le diamètre vaut au maximum 9mm. La configuration de ces 4 vis est représentée à la figure 3.29

En adaptant tous les calculs dans l'Annexe E (sur le dimensionnement des poutres partiellement mixtes), je trouve que ces 4 vis doivent être espacées au maximum de 83mm sur la longueur de la poutre. Au-delà, la résistance des 4 connecteurs ne suffit plus à reprendre l'effort de cisaillement maximal entre l'acier et le CLT. Cela représente un total de 336 vis le long d'une poutre longue de 7m. Comme ce chiffre est beaucoup plus élevé que le nombre de vis nécessaires quand elles sont agencées par paires (232 vis par poutre), cette solution n'est pas intéressante.

La réduction du nombre de vis souhaitée, provient surtout du fait que l'effort tranchant a une distribution triangulaire le long de la poutre ce qui signifie que l'effort de cisaillement à reprendre par les vis n'est pas le même tout le long de la poutre. Il est maximal aux extrémités et vaut 0 au centre. J'ai donc voulu étudier les efforts de cisaillement maximaux à reprendre tous les mètres et distribuer les vis en conséquence. J'ai donc divisé la poutre en plusieurs tranches de 1 et 0,5m, comme on peut le voir à la figure 3.30. Après avoir déterminé les efforts de cisaillement maximaux à reprendre sur chaque tranche, j'ai refait les calculs de dimensionnement pour chaque tranche en trouvant un espacement "s" entre les paires de vis le plus adapté possible. En considérant des vis de 15mm de diamètre, longues de 210mm et de classe de résistance 8.8, je trouve alors qu'il faut 17 paires de vis espacées de 61mm sur la première tranche. Pour les tranches suivantes (qui parcourent la demi-longueur), il faut successivement 11, 5 et 2 paires de vis par tranches. Cela signifie alors qu'il faut 35 paires de vis par demi-longueur, soit 140 vis le long de toute la poutre de 7m (contre 232 lorsque l'espacement entre les vis est constant tout le long de la poutre).

Le raisonnement est expliqué en détail au bas de l'Annexe E.

Ce calcul n'est peut-être pas optimal mais il permet de diminuer le nombre de vis

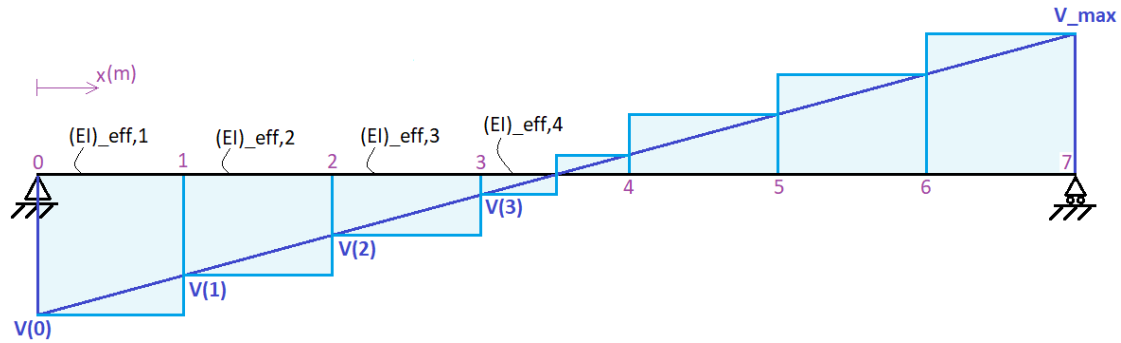


Figure 3.30 – Représentation de la poutre étudiée.

le long d'une poutre.

Enfin, avant de faire ce calcul, j'avais aussi envoyé un mail au centre de recherche CSTC (là où a été produit le document sur lequel je me base pour utiliser la méthode Gamma) pour avoir leur avis quant à la méthode que je m'apprêtais à utiliser afin de savoir si elle était compatible avec la méthode Gamma. Malheureusement je n'ai pas eu de réponse. Il faudrait donc s'assurer que la valeur obtenue est utilisable. Finalement, je reprends dans le tableau 3.5 le nombre de vis nécessaires par poutre et au total dans le bâtiment, pour assurer la résistance des poutres mixtes dans le bâtiment de référence. On y voit clairement qu'on a tout intérêt à faire varier "s" sur la longueur de la poutre et utiliser les meilleurs connecteurs possibles (quand "s" varie, les vis de classe de résistance 12.9 font économiser 864 vis sur tout le bâtiment quand on compare aux vis de classe de résistance 8.8).

Caractéristiques des vis				Nombre de vis	
rangées	classe de résistance	d [mm]	s [mm]	par poutre	pour le bâtiment
2	8.8	13	52	268	19296
2	8.8	15	60	232	16704
2	12.9	15	65	214	15408
4	8.8	9	83	336	24192
2	8.8	15	varie	140	10080
2	12.9	15	varie	128	9216

Tableau 3.5 – Nombre de vis nécessaires le long de la poutre en fonction du nombre de rangées de vis, de leur classe de résistance et de l'espacement entre elles pour une longueur de vis constante ($l=210\text{mm}$).

Degré de connexion

Comme il y a 3 "solides" à connecter, cela signifie qu'il y a 2 degrés de connexion dans le cadre de la poutre mixte que j'étudie.

Pour rappel, la couche de CLT portant l'indice 2 à la figure 3.25 est la couche de référence et on regarde le degré de connexion qu'il existe entre cette couche et les 2 autres "solides" de la poutre mixte.

Le premier degré de connexion concerne les 2 couches de CLT et étudie leur adhérence. Comme elles ne sont pas jointes de manière mécanique, la formule qui gouverne le degré de connexion dans l'Annexe B de l'Eurocode 5 a été adaptée et est donnée à titre informatif :

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1}{l_{ref}^2} \cdot \frac{d_{1,2}}{b \cdot G_{R,12}} \right)^{-1} \quad (3.6)$$

où :

- E_1 et A_1 sont le module d'élasticité et l'aire de la couche de CLT portant l'indice 1 à la figure 3.25,
- l_{ref} vaut la longueur de la poutre lorsqu'il s'agit d'une poutre à une seule travée ($l_{ref} = 0.8l$ lorsqu'il s'agit d'une poutre continue),
- $d_{1,2}$ est la distance qui sépare les 2 couches de CLT,
- b est la largeur du CLT ($= b_{eff}$),
- $G_{R,12}$ est le module de roulement de la couche intermédiaire aux 2 couches étudiées.

Ce degré de connexion vaut 0,925 à court terme (et 0,944 à long terme). On peut voir qu'on est relativement proche de l'unité au sein du CLT.

Mais le degré de connexion qui nous intéresse principalement est celui qui définit la connexion entre le CLT et l'acier. Ces 2 solides sont joints de manière mécanique, donc le degré de connexion se calcule de la manière suivante :

$$\gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot s}{K_u \cdot l_{ref}^2} \right)^{-1} \quad (3.7)$$

où :

- E_3 et A_3 sont le module de Young et l'aire du profilé en acier,
- s est la distance qui sépare les paires de vis,
- K_u est le module de glissement défini dans l'Eurocode 5 pour des assemblages effectués avec des organes de type tige, ce module dépend linéairement du diamètre du connecteur ; l'indice u indique qu'on étudie le degré de connexion à l'ELU (à l'ELS, on prendra K_{ser}),
- l_{ref} est la longueur de la poutre.

Dans le cadre de mon étude (poutre mixte longue de 7m composée de CLT 200L5s + profilé IPE 400 connectés avec des paires de vis de 15mm de diamètre réparties tous les 60mm), ce coefficient vaut 0,487 à l'ELU court terme.

À présent, je décide de faire varier γ_3 entre 0 et 1 afin de voir l'influence du degré de connexion sur les différents critères de dimensionnement.

Contraintes à l'ELU court terme : Les premiers graphes analysés concernent les calculs de contraintes à l'ELU court terme dans la section. Ils sont représentés à la figure 3.32. Les valeurs qui ont permis de tracer ces graphes sont reprises à la figure 3.31. Les valeurs sont soit sur fond vert, cela veut dire que les contraintes peuvent être reprises par les matériaux, soit elles sont sur fond rouge dans quel cas, le matériau ne sait pas reprendre cette contrainte. (Les contraintes dans le CLT doivent être comprises dans l'intervalle suivant : $-8,96MPa \leq \sigma \leq 13,44MPa$, où le premier chiffre représente sa résistance à la traction et le deuxième, sa résistance à la compression. Les contraintes dans l'acier doivent être inférieures à 355MPa, sa limite d'élasticité.) On voit donc que les contraintes dans l'acier et dans le CLT ne sont pas des facteurs qui posent problème dans le dimensionnement de la poutre de 7m. (À long terme, la seule contrainte en plus à apparaître en rouge est celle dans l'acier pour $\gamma_3 = 0,1$.)

Indépendamment des critères de connexion, si on veut utiliser un profilé de taille inférieure, c'est-à-dire le profilé IPE 360 S355, il faut un degré de connexion de 0,495. Avant cela la contrainte dans l'acier est trop importante. (Le profilé de taille encore inférieure pose problème à tous points de vue (contraintes trop importantes dans l'acier peu importe γ_3 , les connecteurs ne sont évidemment pas assez compétents et les flèches sont supérieures aux critères imposés).)

On peut également remarquer que les contraintes de traction maximales dans le profilé en acier IPE 400 sont inférieures à 275MPa pour les degrés de connexion 0,9 et 1. En effet, une fois que le degré de connexion dépasse 0,852, on peut utiliser une nuance d'acier S275.

	CLT-1		CLT-2	Acier
γ_3	flexion composée	$\sigma_{c,d}$ [MPa]	$\sigma_{d,d}$ [MPa]	$\sigma_{t,d}$ [MPa]
0	0.489	6.86	-6.86	394.54
0.1	0.554	7.67	-2.86	349.86
0.2	0.590	8.12	-0.66	325.30
0.3	0.612	8.40	0.74	309.76
0.4	0.628	8.60	1.70	299.04
0.5	0.639	8.74	2.40	291.21
0.6	0.648	8.85	2.93	285.23
0.7	0.655	8.93	3.36	280.52
0.8	0.660	9.00	3.70	276.71
0.9	0.665	9.06	3.98	273.56
1	0.669	9.10	4.22	270.92

Figure 3.31 – Valeurs des contraintes à l'ELU court terme dans le CLT ou dans l'acier en fonction de γ_3 .³

3. La flexion composée doit être inférieure à 1 (pour plus d'explications, se référer à l'Annexe E). Les contraintes dans le CLT sont des contraintes de compression (*traction*) quand les valeurs sont positives (*négatives*). Les contraintes dans l'acier sont toutes des contraintes de traction.

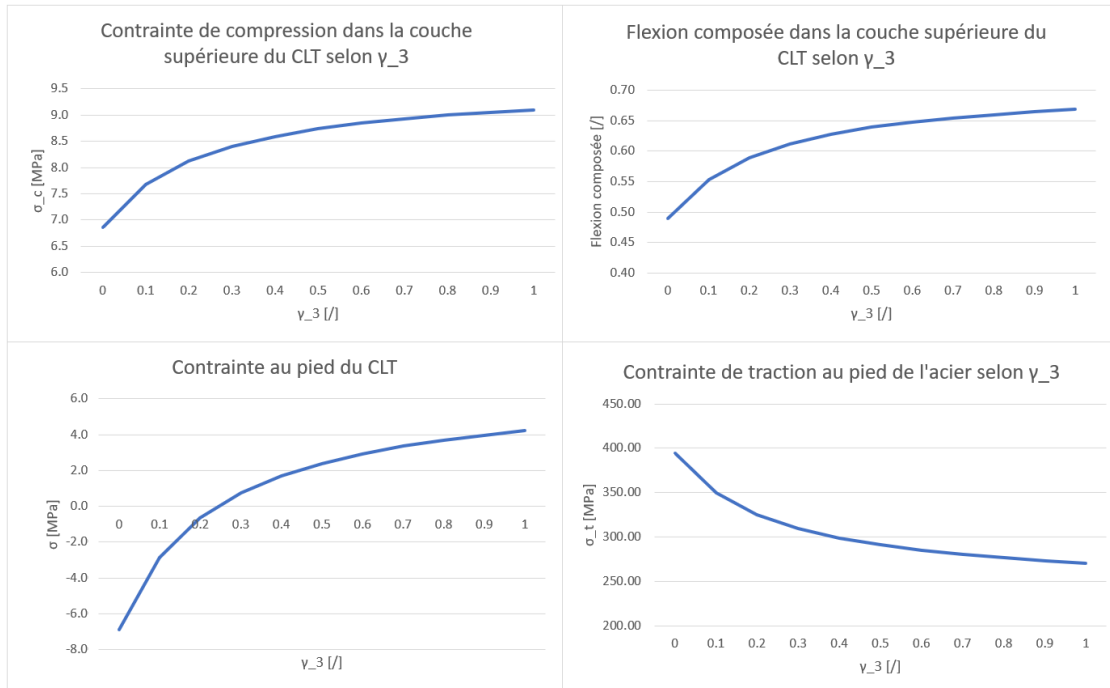


Figure 3.32 – Graphes représentant l'évolution des contraintes maximales selon le degré de connexion.

Concernant les figures, on visualise mieux l'impact du degré de connexion sur le CLT et l'acier.

Globalement, on peut voir que les contraintes de traction au pied de l'acier diminuent avec l'évolution du degré de connexion γ_3 . En contrepartie, les contraintes de compression augmentent dans le CLT. Il y a donc une meilleure distribution des contraintes au sein des matériaux lorsque le degré de connexion augmente (ce qui est assez logique). Aucune de ces progressions n'est linéaire. Augmenter le degré de connexion a une plus grande influence pour $\gamma_3 \leq 0,5$.

Une deuxième observation qui peut être constatée est que la couche de CLT du dessous subit des contraintes de traction lorsque le degré de connexion est inférieur à 0,24 mais elles restent admissibles.

Contraintes de cisaillement : Concernant l'évolution des contraintes de cisaillement avec le degré de connexion γ_3 , une représentation graphique est disponible à la figure 3.34 et les valeurs qui ont permis de tracer ce graphe sont reprises à la figure 3.33. Les valeurs sur fond rouge signifient que l'effort de cisaillement à reprendre par paire de vis dépasse 27,1kN, la résistance des paires de vis de 15mm de diamètre, longues de 210mm et de classe de résistance 8.8. De plus, les vis sont espacées de la distance minimale (60mm). On voit donc clairement que les

connecteurs mécaniques classiques représentent le point faible du dimensionnement des poutres mixtes.

Quant au graphe donnant l'évolution de l'effort de cisaillement à reprendre en fonction du degré de connexion, on distingue clairement l'allure d'une courbe. Cet effort augmente plus vite pour de petits degrés de connexion. Cela signifie que pour atteindre des "petits" degrés de connexion, il faut des vis résistantes.

Comme l'assemblage entre l'acier et le CLT constitue un point sensible du dimensionnement, il faut faire attention à ne pas avoir besoin d'un trop grand degré de connexion sinon l'effort à reprendre risque d'être trop élevé. Si tel est le cas, il faut alors utiliser un profilé d'une taille supérieure. Par contre il serait intéressant de trouver de meilleurs connecteurs démontables pour pouvoir profiter pleinement des bienfaits de la mixité acier/CLT.

γ_3	F _{d,CT} [kN]
0	0.0
0.1	11.6
0.2	17.9
0.3	21.9
0.4	24.7
0.5	26.7
0.6	28.3
0.7	29.5
0.8	30.5
0.9	31.3
1	32.0

Figure 3.33 – Valeurs de l'effort de cisaillement en fonction de γ_3 .

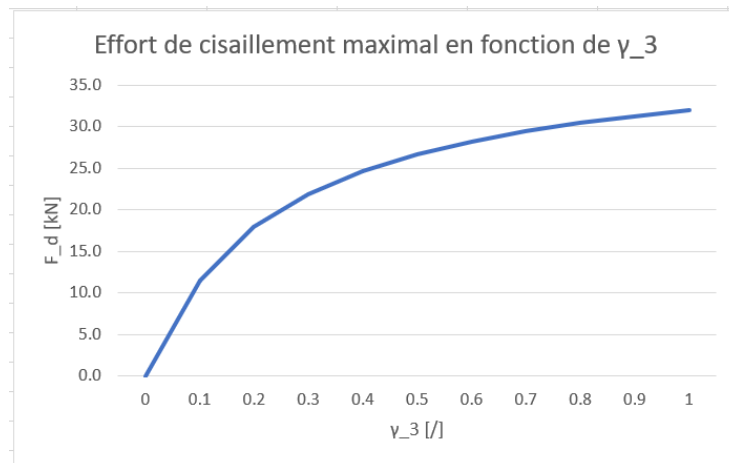


Figure 3.34 – Graphe montrant l'évolution de l'effort de cisaillement maximal à reprendre pour une paire de vis en fonction de γ_3 .

Critères de flèches : Concernant le calcul des flèches au centre de la poutre en fonction du degré de connexion γ_3 , une représentation graphique de la flèche à long terme est disponible à la figure 3.36 (la flèche à court terme suit la même tendance) et les valeurs qui ont permis de tracer ce graphe sont reprises à la figure 3.35.

Les valeurs qui donnent les flèches sont sur fond rouge lorsqu'elles dépassent 23,3mm (L/250) à court terme et lorsqu'elles dépassent 28mm (L/300) à long terme. La flèche à long terme est donc légèrement plus dimensionnante.

Concernant le graphique, on voit que ce sont les premières évolutions du degré de connexion qui impactent plus la flèche à long terme.

On peut aussi remarquer que les flèches pour $\gamma_3 = 1$ sont 2,5 fois plus petites que pour $\gamma_3 = 0$. L'influence du degré de connexion sur les flèches est donc éloquent.

γ_3	$f_{\text{max,CT}}$ [mm]	$f_{\text{max,LT}}$ [mm]
0	33.1	46.1
0.1	25.8	36.0
0.2	21.9	30.4
0.3	19.3	26.9
0.4	17.6	24.5
0.5	16.3	22.7
0.6	15.3	21.4
0.7	14.6	20.3
0.8	14.0	19.4
0.9	13.5	18.7
1	13.0	18.1

Figure 3.35 – Calcul des flèches à court et long terme en fonction de γ_3 .

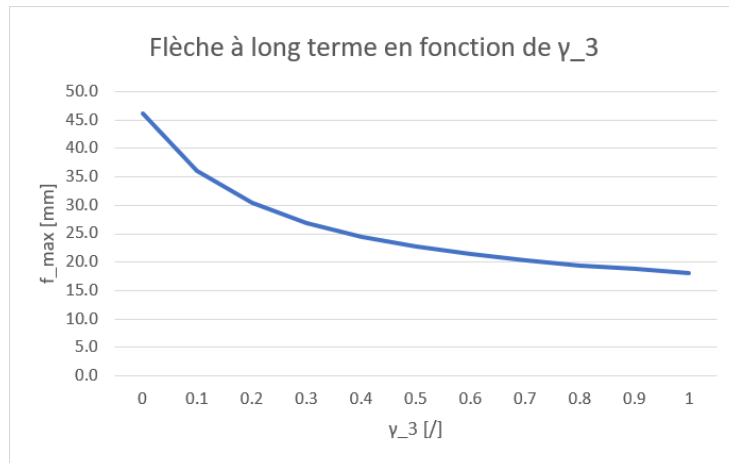


Figure 3.36 – Évolution de la flèche maximale à long terme selon le degré de connexion γ_3 .

On voit qu’aucun des critères de dimensionnement n’évolue de manière linéaire. Cela s’explique entre autre par le fait que la rigidité effective de la poutre n’évolue pas de manière linéaire.

La formule donnant cette rigidité effective est la suivante :

$$(EI)_{eff} = \sum (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (3.8)$$

et sa représentation graphique en fonction du degré de connexion est donnée à la figure 3.37 :

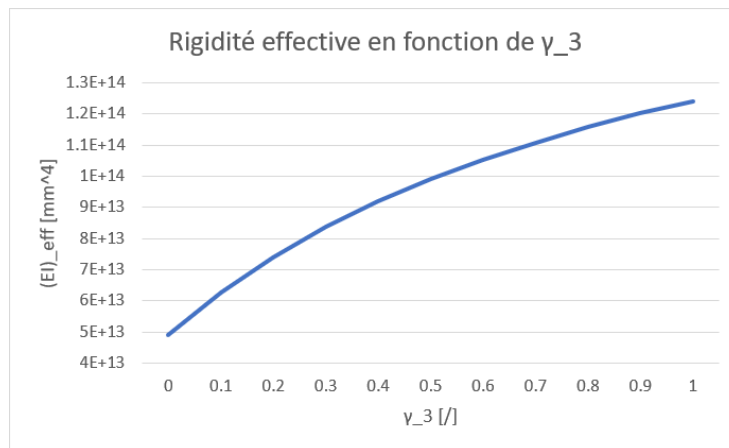


Figure 3.37 – Graphe donnant la rigidité effective de la poutre mixte en faisant varier γ_3 , les autres paramètres sont pris comme constants

Maintenant qu’on a pu voir les bénéfices qu’apporte un meilleur degré de connexion (la possibilité d’utiliser un profilé IPE 360 si les connecteurs le permettent

et réduire la nuance d'acier), j'analyse la formule 3.7 pour voir quel rôle joue chacun des paramètres.

Pour augmenter le degré de connexion, il faudrait réduire un des paramètres suivants E_3 , A_3 et " s " et/ou augmenter un des paramètres suivants K et l . On ne peut pas toucher au module de Young. Réduire l'aire du profilé en acier, c'est ce qu'on cherche à faire. Réduire l'espacement " s " tant que cela est possible peut être intéressant. J'ai donc représenté à la figure 3.38 l'évolution de γ_3 en fonction de " s ". On y voit une progression quasi linéaire.

Quand on réduit l'espacement de moitié (120mm $\rightarrow$ 60mm), γ_3 augmente de 50% (0,32 $\rightarrow$ 0,49). Donc γ_3 augmente deux fois moins vite que " s " diminue (ou encore, pour doubler γ_3 , il faut diviser " s " par 4).



Figure 3.38 – Graphe reprenant la variation du degré de connexion γ_3 en fonction de l'espacement entre les connecteurs s .

Quant aux paramètres à augmenter (K et l), si on travaille avec de plus grandes travées, cela augmente aussi les contraintes principales donc ce n'est pas ce paramètre qui va permettre de réduire la taille du profilé en acier. Par contre le module de glissement est proportionnel au diamètre des vis et de la masse volumique du bois (voir formule 3.9). On pourrait donc travailler avec des essences de bois plus denses, par exemple le bois exotique. Il faudrait voir si des panneaux CLT sont déjà produits à partir de ces essences de bois.

$$K_u \propto \rho_m^{1,5} \cdot d/23 \quad (3.9)$$

Sinon, il serait également intéressant de revoir la formule 3.9 pour qu'elle soit plus adaptée à un assemblage bois-acier. L'Eurocode 5 donne la formule par organe pour un assemblage bois-bois avant de préciser que l'on peut multiplier cette valeur par 2,0 pour un assemblage bois-acier. Il serait intéressant d'établir une relation plus précise basée sur des recherches expérimentales pour définir ce module de glissement.

D'ailleurs, le rapport du CSTC utilise une valeur de module de glissement obtenue par expérience pour faire les calculs selon la méthode Gamma.

Enfin, on peut voir l'évolution du degré de connexion γ_3 en fonction de K_u pour plusieurs espacements entre connecteurs à la figure 3.39. Quand on double k_u (6000N/mm $\rightarrow$ 12000N/mm) pour $s=100$ mm, γ_3 augmente de 75% (0,15 $\rightarrow$ 0,26). Donc on augmente plus vite le degré de connexion via une amélioration du module de glissement.

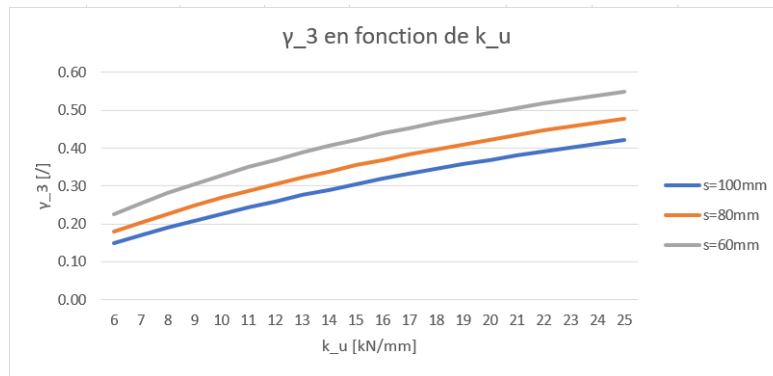


Figure 3.39 – Graphe reprenant l'évolution du degré de connexion γ_3 en fonction du module de glissement k_u pour plusieurs valeurs de s .

Concernant la poutre étudiée pour le bâtiment de référence, on ne saurait augmenter son degré de connexion avec les connecteurs étudiés puisque je suis déjà aux limites du réalisable. Je ne peux pas augmenter le diamètre des vis ni réduire leur espacement sinon la poutre mixte ne répond plus favorablement aux critères de dimensionnement à l'ELU (l'effort de cisaillement maximal est trop élevé). Avec les connecteurs étudiés il n'est pas très intéressant d'augmenter le degré de connexion puisque cela augmente l'effort de cisaillement maximal à reprendre qui représente le point faible du dimensionnement de la poutre mixte.

Portées atteignables

À présent j'étudie rapidement les portées atteignables en fonction du profilé en acier utilisé.

Pour rappel, les poutres sont espacées entre elles de 6m et le plancher en CLT au-dessus fait 20 cm d'épaisseur. Le profilé en acier est connecté au plancher en CLT à l'aide de vis de 15mm de diamètre, longues de 210mm et espacées de l'espacement minimal requis (du moins aux extrémités) pour optimiser la portée atteignable des poutres. Le seul paramètre que je fais varier est la classe de résistance des vis (8.8 ou 12.9).

Les résultats des portées atteignables en fonction du profilé utilisé sont disponibles au tableau 3.6.

	vis 8.8		vis 12.9	
profilé	jusqu'à		jusqu'à	
IPE 300	4,8	m	5,0	m
IPE 330	5,5	m	5,6	m
IPE 360	6,2	m	6,4	m
IPE 400	7,1	m	7,3	m
IPE 450	8,2	m	8,5	m
IPE 500	9,1	m	9,5	m

Tableau 3.6 – Tableau montrant les différentes portées que l'on peut atteindre selon le profilé en acier utilisé.

On voit alors que dans le bâtiment de référence que je dimensionne, la portée de 7m est en fait proche des limites d'utilisation du profilé IPE 400 S355. Il faut savoir que chacune des augmentations du profilé en acier est due au manque de résistance des connecteurs à l'effort de cisaillement.

3.5 Étude comparative

À présent, je compare la structure de référence en mixte acier/béton (reprise à la figure 3.2) avec la structure de référence simplifiée (figure 3.4) composée d'acier et de CLT, connectés complètement, partiellement ou en l'absence de connexions. Pour accentuer les comparaisons, j'ai également dimensionné la structure de référence (non simplifiée) en mixte acier/CLT avec connexion partielle en suivant les mêmes procédures que celles détaillées dans les Annexes. Par contre, pour ce cas d'étude, je considère un plancher en CLT continu sur la longueur du bâtiment ; plancher dont les panneaux CLT sont joints bout à bout avec des connexions rigides. (Cela simplifie les calculs nécessaires à trouver les combinaisons de charge les plus défavorables.) Je reprends les étapes importantes de ce dimensionnement en Annexe F.

J'ai donc comparé ces 5 structures sous plusieurs aspects et je reprends les résultats dans le tableau 3.7. Les colonnes 2, 4 et 5 sont dédiées à la structure en acier/CLT du bâtiment de référence simplifié. La 3ème colonne est dédiée à la structure en acier/CLT pour le bâtiment de référence non-simplifié. Enfin la 6ème colonne est dédiée à la structure de référence en acier/béton.

En dessous du tableau, j'explique comment je suis arrivé aux principaux résultats et les observations que l'on peut en tirer.

3.5. Étude comparative

	Mixte Acier/CLT				Mixte Acier/Béton
	Aucune connexion	Connexion partielle		Connexion complète	
dénomination	A.C.	C.P.N-S.	C.P.	C.C.	Ref
	Plancher				
portées	6m	3m	6m	6m	3m
type	CLT200 L5s	CLT120 L5s	CLT200 L5s	CLT200 L5s	COFRAPLUS60
	Poutre principale (7m)				
profilé	IPE 500	IPE 330	IPE 400	IPE 360	IPE 360
acier	S275	S275	S355	S275	S275
spray	8mm	10mm	10mm	14mm	10mm
connexion	/	vis 12.9 d=13mm l=120mm	vis 12.9 d=15mm l=210mm	?	
toiture n_{max} $n_{réduit}$		s_{min} =68mm 204 128	s_{min} =65mm 214 132		
intérieur n_{max} $n_{réduit}$		s_{min} =80mm 174 112	s_{min} =76mm 184 112		
	Poutre secondaire (6m)				
profilé	HEA 140	HEA 340	HEA 140	HEA 140	HEA 360
acier	S275	S275	S275	S275	S275
spray	7mm	7mm	7mm	7mm	10mm
	Poutre intermédiaire (14m)				
profilé	/	IPE 330	/	/	IPE 360
acier		S275			S275
spray		9mm			10mm
connexion		vis 12.9 d=13mm l=120mm			
toiture n_{max} $n_{réduit}$		s_{min} =53mm 528 360			
intérieur n_{max} $n_{réduit}$		$s_{min} = 63mm$ 444 296			
	Structure totale				
hauteur plancher	70cm	45cm	60cm	56cm	48cm
volume de CLT/béton	482,4m ³	289,4m ³	482,4m ³	482,4m ³	205,5m ³
volume d'acier	6,95m ³	12,47m ³	5,39m ³	4,80m ³	13,82m ³
masse des planchers	291,0T	239,8T	278,7T	274,0T	632,2T
rapport str/charg	0,19	0,16	0,18	0,18	0,41
nombre de vis ⁴		15616	8304		
volume de spray	7,87m ³	14,47m ³	8,13m ³	10,00m ³	18,22m ³

Tableau 3.7 – Tableau reprenant les principales comparaisons.

Afin de faciliter les explications/analyses qui suivent, j'utilise les initiales des caractéristiques du bâtiment comme suit :

La structure simplifiée en acier/CLT "avec" aucune connexion est nommée A.C.

La structure non-simplifiée en mixte partiel acier/CLT est nommée C.P.N-S.

La structure simplifiée en mixte partiel acier/CLT est nommée C.P.

La structure simplifiée en mixte complet acier/CLT est nommée C.C.

Enfin, la structure de référence en mixte acier/béton est nommée Ref.

3.5.1 Plancher

Si on compare les 2 structures non-simplifiées (C.P.N-S et Ref), on voit que dans les deux cas, le plancher en CLT ou en béton fait 12cm d'épaisseur. Cela prouve donc que le bois peut franchir des portées de même ordre de grandeur que le béton tout en conservant une épaisseur similaire.

On peut alors dire que les caractéristiques techniques du CLT sont semblables à celles du béton mais il est plus léger et plus écologique.

Pour franchir des portées 2 fois plus grandes (dans le cadre des structures simplifiées), l'épaisseur du CLT augmente de 12cm à 20cm.

Enfin, les 2 types de CLT obtenus en fonction de la structure (CLT 200 L5s pour les structures simplifiées et CLT 120 L5s pour les structures non-simplifiées) sont valables aussi bien en toiture qu'en plancher d'intérieur. Dans tous les cas, les panneaux CLT de taille inférieure ne suffisent pas.

3.5.2 Profilés

Quand on compare les profilés utilisés pour les poutres mixtes principales (7m), on peut remarquer les points ci-dessous.

- Dans les structures simplifiées, on utilise un profilé IPE 500 en absence de connexion entre le CLT et l'acier, alors qu'on utilise des profilés IPE 400 ou IPE 360 en cas de connexion partielle ou totale. On remarque donc qu'il est intéressant de connecter les matériaux acier et CLT ne fut-ce que partiellement puisque cela permet de réduire la taille des poutres.
- On remarque aussi que la taille des profilés en mixte partiel et complet est relativement proche. Le profilé en mixte complet "n'est que" d'une gamme inférieure. Cependant, il faut aussi relever que le mixte partiel nécessite une nuance d'acier supérieure. (S355 vs S275).
- Concernant les structures non-simplifiées, on remarque que le profilé utilisé en mixte partiel acier/CLT (IPE 330) est d'une gamme inférieure à celui

4. Cette valeur est définie en additionnant les différents $n_{réduit}$

utilisé en mixte acier/béton (IPE 360). Le caractère plus léger du CLT par rapport au béton permet de choisir un profilé plus petit.

Concernant les poutres qui font 6m de long et parcourent la longueur du bâtiment, elles sont moins nombreuses dans les structures simplifiées que dans les structures non-simplifiées. En effet dans le premier cas, ces poutres ne sont pas présentes au centre du bâtiment puisque dans la structure de référence, elles servent à reprendre l'effort lié à l'appui central de la poutre intermédiaire continue de 14m (éradiquée dans la structure simplifiée). Par contre, ces poutres de 6m sont quand même présentes aux extrémités du bâtiment pour reprendre les charges de façade (qui sont de 2kN/m).

C'est pourquoi, dans les structures simplifiées, le profilé nécessaire est un petit profilé, HEA 140. Cette poutre ne fait pas partie des poutres mixtes, elle est donc identique pour les 3 structures simplifiées en acier/CLT.

Dans le cas des structures non-simplifiées, ces poutres (non-mixtes) doivent reprendre un effort local important en leur centre, le profilé est donc de taille plus importante. En comparant les 2 structures non-simplifiées acier/CLT et acier/béton, on peut voir une réduction de la taille de profilé nécessaire lorsqu'on travaille avec du bois.

Concernant la poutre intermédiaire continue de 14m, elle n'est présente que dans la structure de référence. Elle est présente dans le bâtiment pour réduire la portée du plancher et donc réduire son épaisseur par la même occasion. On peut voir à nouveau une réduction de la taille du profilé lorsqu'on travaille avec une structure mixte acier/CLT plutôt qu'avec une structure mixte acier/béton. On remarquera aussi que les profilés ont la même nuance d'acier.

Pour la structure en mixte acier/CLT, il est à noter que l'acier doit reprendre des contraintes proches de sa limite d'élasticité. Nous sommes donc proches des limites d'utilisation de ce profilé pour franchir les 14m.

3.5.3 Hauteur du plancher

Pour déterminer la hauteur du plancher par structure comparée, j'additionne simplement la hauteur du profilé en acier le plus grand et l'épaisseur du panneau CLT ou de la dalle de béton qui le surplombe.

Pour les profilés de type IPE, le chiffre qui suit équivaut à la hauteur du profilé (donc le profilé IPE 330 fait 330mm de haut). Par contre cette règle n'est pas valable pour les profilés de type HEA, le profilé HEA 140 fait 133mm de haut, le profilé HEA 340 fait 330mm de haut et le profilé HEA 360 fait 350mm de haut.

Le chiffre qui suit les initiales CLT donne l'épaisseur du panneau et la dalle COFRAPLUS60 fait 120mm de haut.

Voilà qui explique les valeurs données dans le tableau.

En comparant les 2 structures non-simplifiées, la hauteur du plancher est donc

très similaire (à 3cm près).

On peut également remarquer que la simplification du bâtiment entraîne une augmentation de la taille du plancher d'environ 10cm lorsque l'acier et le CLT travaillent en tant que poutre mixte. Pour respecter la hauteur sous-plafond de 2,5m par étage, il faut alors augmenter la hauteur des façades de 10cm par étage à moins d'utiliser des poutrelles alvéolaires (profilé en acier dont l'âme est trouée autorisant le passage de gaines techniques au travers des poutres).

De même, si le CLT et l'acier ne sont pas connectés, il faut ajouter 10cm supplémentaires de façade par étage (à moins d'utiliser des poutrelles alvéolaires). Pour rappel, dans le bâtiment de référence, chaque étage fait 3,4m de haut pour une hauteur sous-plafond de 2,5m. Donc tant que la hauteur du plancher (CLT+acier+gaines techniques) n'excède pas 90cm, cela n'entraîne pas une augmentation de la hauteur totale du bâtiment. Donc le profilé IPE 500, s'il est alvéolé dans le cas de la structure non mixte, n'entraîne pas une augmentation de la hauteur totale du bâtiment.

3.5.4 Poids de la structure

Le poids des structures comparées ne comprend que le poids du plancher en CLT (ou béton) et des profilés en acier. Il ne prend donc pas en compte le poids des colonnes, qui ne sont pas dimensionnées dans le cadre de ce mémoire. Il est toutefois à noter que le poids du plancher ayant été réduit en passant du béton au CLT, on peut espérer des colonnes plus fines (et donc moins lourdes) pour reprendre les charges de chaque étage ; cela réduirait d'avantage le poids total de la structure (et par conséquent les charges sur les fondations, la quantité de matériaux nécessaires pour les colonnes et les fondations ainsi que l'impact environnemental).

Afin de déterminer le poids du plancher, j'ai calculé la surface totale du plancher ($14m \times 30m = 420m^2$) à laquelle j'ai soustrait la surface occupée par les trémies que j'ai estimé à $18m^2$ ($3m \times 4m + 3m \times 2m$). Je considère donc un plancher de $402m^2$.

Ensuite, concernant la masse volumique du CLT, je la prends égale à $490kg/m^3$. Cette valeur correspond à la masse volumique utilisée chez Stora Enso pour estimer la masse des panneaux qu'ils transportent par camion[21]. Je trouve alors qu'un plancher en CLT200 L5s fait 39,4T (contre 23,6T si le plancher est constitué de CLT120 L5S).

Concernant le plancher de la structure de référence, ArcelorMittal fournit le poids surfacique du plancher collaborant Cofraplus60 pour une hauteur de 12cm[61] qui est de $213daN/m^2$. Lorsqu'on traduit ce poids surfacique en masse surfacique, on obtient $217,13kg/m^2$. Je trouve alors que chaque plancher en béton fait 87,3T.

Concernant les profilés en acier, leur masse par unité de longueur est donnée dans le catalogue de vente ArcelorMittal [62]. Je fournis ces valeurs dans le tableau ci-dessous :

3.5. Étude comparative

profilé	IPE 330	IPE 360	IPE 400	IPE 500	HEA 140	HEA 340	HEA 360
kg/m	49,1	57,1	66,3	90,7	24,7	105	112

Tableau 3.8 – Masse par unité de longueur pour les profilés que l’on retrouve dans le tableau 3.7.

J’ai enfin suffisamment de données pour calculer la masse totale des planchers des structures comparées. Ces masses sont comparées graphiquement à la figure 3.40 (en gardant le même ordre des structures étudiées au tableau 3.7).

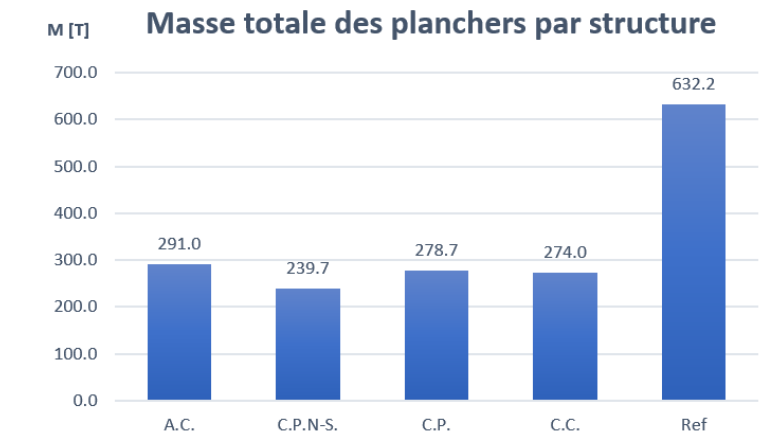


Figure 3.40 – Graphe comparant la masse totale des planchers des structures étudiées.

Sans surprise, la structure en acier/béton est la plus lourde. Elle pèse plus du double des autres structures.

Si on compare la structure de référence (acier/béton) aux autres structures, on voit que la structure simplifiée A.C. (la seconde structure la plus lourde) ne pèse que 46% du poids de la structure de référence. Quant à la structure la plus légère, c’est celle non-simplifiée en mixte acier/CLT (C.P.N-S.) et son poids représente seulement 38% du poids de la structure de référence.

On remarque aussi que la structure la plus légère en acier/CLT est celle qui comprend le plus de poutres en acier. Si l’on compare les 2 structures en mixte partiel (C.P.N-S. et C.P.), on voit qu’il y a une différence de presque 40T entre les 2 (239,8T pour la structure non-simplifiée contre 278,7T pour la structure simplifiée). Pour mieux comprendre cette différence, je me suis intéressé aux volumes d’acier et de CLT dans ces 2 structures et au poids que cela représente. Après calcul, on voit que la structure non-simplifiée (C.P.N-S.) nécessite $12,47m^3$ d’acier pour faire les profilés et $289,4m^3$ de CLT pour faire tous les planchers. Quant à la structure simplifiée (C.P.), elle nécessite $5,39m^3$ d’acier pour faire les profilés (soit 43% de $12,47m^3$) et $482,4m^3$ de CLT pour faire tous les planchers (soit 167% de $289,4m^3$).

On peut déjà remarquer que le volume de CLT est beaucoup plus important que le volume d'acier. Cependant l'acier est beaucoup plus lourd que le bois, sa masse volumique vaut 7850kg/m^3 (contre 490 kg/m^3 pour le CLT). En terme de poids, le bâtiment non simplifié est composé de 141,8T de CLT (59% du poids total) et 97,9T (soit 41% du poids total). Le bâtiment simplifié, quant à lui, est composé de 236,4T de CLT (85% du poids total) et 42,3T d'acier (soit 15% du poids total). Ces proportions de masse dans les structures sont représentées graphiquement à la figure 3.41.

Donc, le plancher en CLT influence en grande partie le poids de la structure, surtout dans la structure simplifiée.

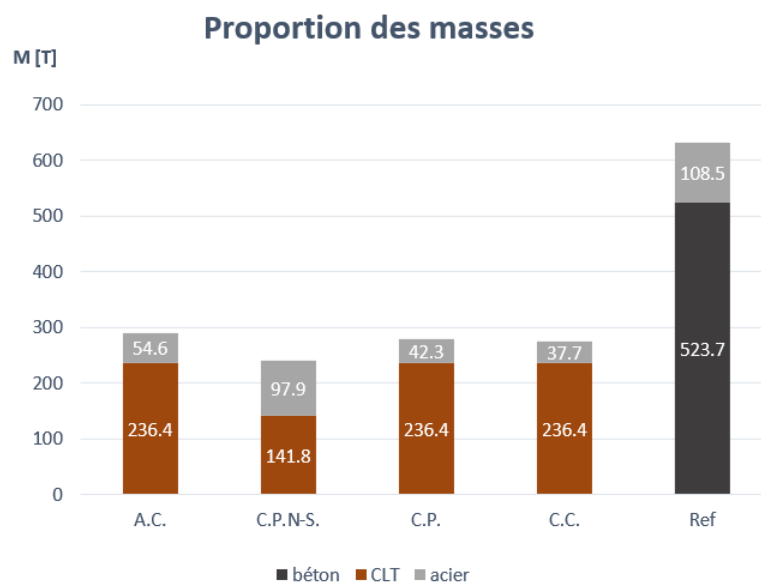


Figure 3.41 – Proportion des masses de CLT ,d'acier et de béton dans les structures comparées.

Les charges s'appliquant sur les fondations ne se limitent pas au poids de la structure, elles comprennent aussi toutes les charges d'utilisation du bâtiment. J'ai donc voulu savoir quelle était la proportion des charges liées au poids des planchers (str) par rapport aux charges d'exploitation du bâtiment (charg), d'où le ratio rapport "str/charg" que l'on retrouve dans le tableau 3.7.

Les charges d'exploitation sont calculées en prenant les charges permanentes (sans le poids) et les charges variables sur toute la surface du bâtiment et j'obtiens un total de 15036kN soit 1823,7T.

Pour information le calcul avec les charges décrites au point 3.1.4 est le suivant :

$$\begin{aligned} P &= 6 * (402m^2 \cdot 1,5kN/m^2 + 2 \cdot (30m + 14m) \cdot 2kN/m + 402m^2 \cdot 4kN/m^2) \\ &\quad + 420m^2 \cdot 1,7kN/m^2 \\ &= 15036kN \end{aligned}$$

On voit donc que pour la structure en mixte acier/béton, le poids des planchers représente une bonne partie des charges qui s'appliquent sur les fondations. Le poids appliqué sur les fondations vaut dès lors 1,41 fois les charges d'exploitation (poids qui doit encore augmenter en prenant en compte les colonnes). Pour les structures en acier/CLT, le poids appliqué sur les fondations représente moins d'1,2 fois les charges d'exploitation.

Enfin, les réductions de poids obtenues en substituant le béton par des panneaux CLT signifient une potentielle réduction des matériaux nécessaires pour les fondations (ce qui engendre une réduction des coûts et une réduction de l'impact écologique).

3.5.5 Nombre de vis

Pour la comparaison du nombre de vis, je compare les 2 structures en mixte partiel. Pour avoir une connexion mixte complète, les connecteurs mécaniques simples tels que les vis ne suffisent pas. Il faudrait encore réfléchir à un connecteur démontable qui pourrait convenir si l'on veut pouvoir travailler en mixte parfait (tout en gardant le bénéfice du caractère réutilisable de la structure).⁵

Comme le nombre de vis à disposer le long des poutres est relativement important, j'ai essayé de réduire leur nombre autant que possible. Cela permet aussi de réduire la charge de travail nécessitée pour l'installation de ces vis et les préparations à faire en amont, pré-percer le CLT et les profilés en acier aux endroits qui vont accueillir les vis.

Les vis comparées sont alors de classe de résistance 12.9.⁶

Je distingue également les poutres en toiture et les poutres qui supportent les planchers intérieurs car les charges y sont réduites (puisque'il ne faut pas tenir compte de la neige dans ce cas) ce qui permet alors d'espacer un peu plus les paires de vis et donc réduire leur nombre.

Enfin, je distingue n_{max} de $n_{réduit}$. Le premier, n_{max} est le nombre de vis par poutre lorsque toutes les paires de vis sont espacées d'une distance constante (s_{min}) tout le long de la poutre. La distance s_{min} correspondant à la distance minimale requise

5. Pour la structure mixte acier/béton, les connecteurs ne sont pas précisés dans le document qui dimensionne le bâtiment de référence. Ils ne rentrent donc pas dans la comparaison.

6. Après, il faudra faire une étude comparative des prix pour savoir si la réduction du nombre de vis apportée par une augmentation de sa classe de résistance est intéressante.

entre les vis pour pouvoir reprendre l'effort de cisaillement entre l'acier et le CLT (et qui doit valoir au moins 4 fois le diamètre des vis). Le deuxième nombre, $n_{réduit}$ est une indication quant au nombre de vis que l'on peut espérer devoir placer le long de la poutre lorsqu'on augmente la distance entre les vis au fur et à mesure qu'on se rapproche du centre de la poutre, où l'effort de cisaillement vaut 0 pour une poutre isostatique. Pour trouver ce nombre réduit, j'ai donc analysé les poutres par tranche de 1m mais je n'ai pas eu de confirmation me certifiant que je pouvais suivre cette approche dans le cadre du dimensionnement en mixte partiel avec la méthode Gamma.

On remarque rapidement qu'il y a tout intérêt à travailler avec un espacement qui varie le long de la poutre car l'économie de vis est non négligeable peu importe les poutres.

À titre d'information, je fournis dans les tableaux qui suivent, les résultats détaillés du nombre de vis réduit qu'il faut pour les poutres mixtes.

Le premier tableau traite de la structure non-simplifiée. Il y a donc 2 types de poutres mixtes, les poutres principales longues de 7m et les poutres intermédiaires qui franchissent 14m. Ensuite, je les différencie en fonction de l'emplacement de la poutre dans le bâtiment, en toiture ou en "intérieur". Enfin, je travaille par tranches de 1m et une tranche de 0,5m pour voir combien de paires de vis il faut mettre par demi-travée. Pour ce faire, j'augmente l'espacement entre les paires de vis au maximum possible et je détermine alors le nombre de vis nécessaires par tranche. (Pour déterminer l'espacement entre les paires, il faut que les vis soient capables de reprendre l'effort de cisaillement entre l'acier et le CLT mais il faut aussi vérifier tous les autres critères de résistance et de flèche de la poutre mixte.)

J'obtiens alors le tableau suivant (avec la dernière ligne qui donne le nombre de vis total par poutre) :

	Poutre principale (7m)				Poutre intermédiaire (14m)			
	IPE 330				IPE 330			
	toiture		intérieur		toiture		intérieur	
x [m]	s_{min} [mm]	n_{paires}	s_{min} [mm]	n_{paires}	s_{min} [mm]	n_{paires}	s_{min} [mm]	n_{paires}
[0;1]	68	15	80	13	53	19	63	16
[1;2]	103	10	124	9	75	14	90	12
[2;3]	217	5	275	4	124	9	155	7
[3;3,5]	261	2	320	2	212	3	252	2
n_{total}		128		112		360		296

Tableau 3.9 – Tableau reprenant le détail du nombre réduit de vis nécessaires pour la structure mixte acier/CLT non-simplifiée (C.P.N-S.).

Le deuxième tableau concerne la structure simplifiée en mixte partiel acier/CLT. Il n'y a ici qu'une sorte de poutre mixte et je reprends de manière plus détaillée le

nombre réduit de vis nécessaires en toiture et en intérieur dans le tableau qui suit :

Poutre principale (7m)				
IPE 400				
	toiture		intérieur	
x [m]	s_{min}	n_{paires}	s_{min}	n_{paires}
[0;1]	65	16	76	14
[1;2]	100	10	120	9
[2;3]	219	5	277	4
[3;3,5]	260	2	304	2
n_{total}		132		112

Tableau 3.10 – Tableau reprenant le détail du nombre réduit de vis nécessaires pour la structure mixte acier/CLT simplifiée (C.P.).

En comparant le nombre de vis nécessaires pour les poutres de 7m dans les 2 structures en mixte partiel acier/CLT (P.C.N-S. et P.C.), j'ai remarqué que la réduction d'entraxe des poutres n'influence pas le nombre de vis qu'il faut disposer le long des poutres. En réduisant, l'entraxe des poutres, on réduit l'épaisseur du plancher, qui réduit à son tour la longueur maximale des vis. Finalement, les charges appliquées sur les poutres sont réduites lorsqu'on diminue l'entraxe mais la résistance des vis aussi. Il faut donc placer pratiquement autant de vis le long des poutres de 7m dans les 2 structures. Cependant la structure dont l'entraxe est réduit comporte plus de poutres. Donc son nombre total de vis est plus important. Quand on compare le nombre total de vis nécessaires pour les 2 structures en mixte partiel, en prenant en compte les $n_{réduit}$, on trouve qu'il faut 15616 vis pour la structure non-simplifiée et qu'il en faut 8304 pour la structure simplifiée.

Pour information, la variation du nombre de vis par tranche fait économiser 8264 vis à la structure non-simplifiée et fait économiser 5304 vis à la structure simplifiée.

3.5.6 Volume de spray

Les panneaux CLT résistent au feu pendant 60minutes sans devoir être protégés mais ce n'est pas le cas des profilés en acier. J'ai donc voulu voir la quantité totale de spray isolant qu'il faut appliquer sur le pourtour des profilés en acier. Pour calculer le volume de spray, j'ai d'abord calculé le périmètre des profilés en acier moins la largeur en contact avec le plancher. Ensuite j'ai multiplié ces périmètres par la longueur des poutres et par les épaisseurs de spray respectives. La surface du spray isolant est représentée en orangé à la figure 3.42.

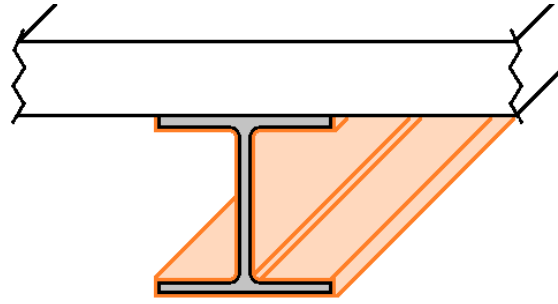


Figure 3.42 – Représentation de la surface du CLT couverte de spray isolant contre le feu.

J'obtiens alors les volumes de spray repris dans le tableau 3.7 et qui sont comparés graphiquement à la figure 3.43 (en suivant le même ordre des structures comparées dans le tableau).

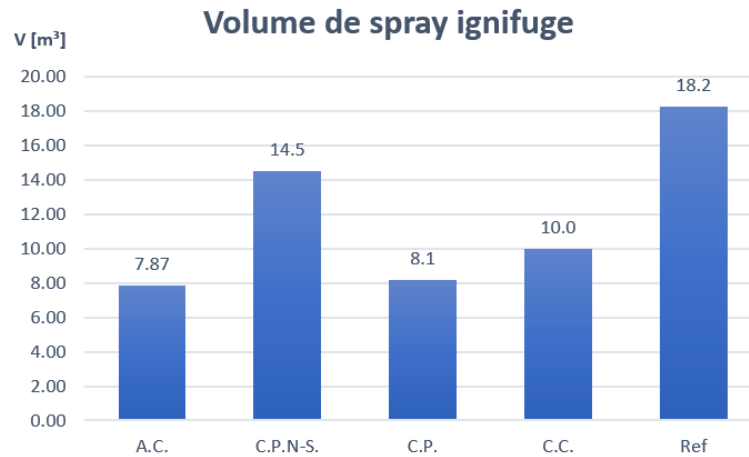


Figure 3.43 – Graphe comparant les volumes de spray ignifuges en fonction de la structure étudiée.

On peut voir que la structure en acier/béton est celle qui exige le plus grand volume de spray ($18,22\text{m}^3$). D'ailleurs ce volume d'isolant dépasse le volume d'acier ! Cette remarque est valable pour toutes les structures.

On voit également que le volume d'isolant nécessaire pour la structure mixte acier/béton (Ref) vaut plus du double de la quantité nécessaire pour la structure simplifiée en mixte acier/CLT connecté partiellement (C.P.).

Si on se concentre sur les structures simplifiées, on peut aussi voir que la structure mixte en connexion complète (C.C.) demande plus d'isolant que la structure mixte en connexion partielle (C.P.). Cela s'explique du fait que la poutre (de 7m) en connexion complète est soumise à des charges proches de sa limite de rupture et

donc la température critique du profilé (546°C) est plus faible (et donc plus vite atteinte) que celle du profilé travaillant en mixte partiel (dont sa température critique est à 635°C).

On remarque aussi que la structure non-mixte demande le moins d'isolant. Cela s'explique du fait que ce sont les critères de flèches qui ont gouverné le choix des poutres pour cette structure. En terme de résistance, les profilés IPE 500 sont déjà "bien" résistants de base et donc sont moins protégés contre le feu comparés aux autres IPE qui sont plus sollicités (proportionnellement).

Enfin, il y a aussi une grosse différence de volume de spray entre les 2 structures en connexion partielle (C.P.N-S. et C.P.). Évidemment, la structure au plus grand volume d'acier demande un plus grand volume d'isolant.

Je ne connais pas le coût du spray ni son impact écologique mais cela ne doit pas jouer en faveur de la structure non-simplifiée en acier/CLT.

3.5.7 Note supplémentaire

Afin de définir les profilés en acier dans l'ensemble de la structure de référence, j'ai dimensionné la poutre en toiture qui est soumise aux charges les plus défavorables.

J'ai remarqué par la suite, qu'en étudiant les planchers d'intérieurs (sans l'impact de la neige), on peut réduire la taille des profilés en acier long de 7m dans les bâtiments dimensionnés en mixte partiel acier/CLT lorsqu'on étudie les planchers en intérieurs. Cette observation n'est valable que pour 2 profilés. (Les résultats qui démontrent cette constatation sont en Annexe G aux figures G.1 et G.2.)

Cette réduction de taille de profilé implique donc un plus petit volume d'acier pour les poutres mais cela implique un plus grand volume de spray ignifuge et plus de vis. Le poids de la structure par contre ne varie pratiquement pas.

Je reprends, de manière plus précise, les changements impliqués, dans le tableau 3.11. Ce tableau reprend les 2 profilés initialement trouvés, mis en parallèle avec les 2 nouveaux profilés. J'en profite également pour quantifier (en pourcentage (nouveau/initial)) les changements totaux occasionnés à la structure.

3.5. Étude comparative

	poutre principale (7m)			
	bâtiment non-simplifié (C.P.N-S.)		bâtiment simplifié (C.P.)	
	initial	nouveau	initial	nouveau
profilé	IPE 330	IPE 300	IPE 400	IPE 360
acier	S275	S275	S355	S355
spray	10mm	12mm	10mm	12mm
connexion	$s_{min}=80\text{mm}$	$s_{min}=62\text{mm}$	$s_{min}=76\text{mm}$	$s_{min}=61\text{mm}$
n_{max}	174	224	184	228
$n_{réduit}$	112	180	112	148
	Structure totale			
hauteur plancher	46cm	46cm	60cm	56cm
volume d'acier	$12,47m^3$	$12,10m^3$	$5,39m^3$	$4,90m^3$
pourcentage		97,0%		90,9%
poids structure	239,8,0T	236,9T	278,7T	274,8T
pourcentage		98,8%		98,6%
nombre de vis	15616	20976	8304	10464
pourcentage		134,3%		126,0%
volume de spray	$14,47m^3$	$14,97m^3$	$8,13m^3$	$8,69m^3$
pourcentage		103,4%		106,9%

Tableau 3.11 – Tableau comparatif des nouveaux profilés avec leurs équivalents initiaux.

Une observation intéressante est le fait que dans le bâtiment simplifié, le profilé utilisé en connexion partielle est maintenant de la même taille que le profilé utilisé en connexion complète (IPE 360). Mais la nuance d'acier reste différente (S355 vs S275).

On remarque effectivement que le poids de la structure diminue et que la quantité d'acier nécessaire à la fabrication des profilés diminue. Mais quand on regarde de plus près le nombre de vis à utiliser pour la totalité du bâtiment, ce nombre augmente d'un pourcentage assez élevé. Cette augmentation du nombre de vis implique également une augmentation de la charge de travail qui s'y rapporte (préperçage du CLT et des profilés en acier plus mise en place de ces vis). Il est difficile de dire s'il y a un réel avantage à réduire la taille des profilés pour la structure non-simplifiée (C.P.N-S.) puisqu'on économise 3% d'acier dans les profilés mais on augmente de 34,3% le nombre de vis. Quant à la structure simplifiée (C.P.), la réduction d'acier dans les profilés est plus notable (9,1%) mais l'augmentation du nombre de vis reste important. Il faudrait donc comparer les solutions initiales et "nouvelles" économiquement pour se faire une idée précise.

On peut aussi constater que le nombre de vis par poutre ne diminue pas beaucoup entre n_{max} et $n_{réduit}$ pour le bâtiment non simplifié ($224 \rightarrow 180$). Cela s'explique du fait que les contraintes dans l'acier au centre de la poutre sont déjà proches de sa limite d'élasticité. Il faut donc faire attention que le moment résistant soit

toujours au-dessus du moment appliqué lorsqu'on réduit le nombre de vis. (Les vis sont espacées de 63mm entre 0 et 1m, de 93mm entre 1 et 2m, de 95mm entre 2 et 3m et également de 95mm entre 3 et 3,5m).

Enfin, il n'y a pas de changement dans la hauteur de plancher pour le bâtiment non-simplifié car elle est déterminée par le profilé HEA 340 qui n'a pas été réduit.

Chapitre 4

Conclusion

La première conclusion qu'on peut tirer de ce mémoire est que la réalisation de poutres mixtes avec profilés en acier et un plancher en CLT est réalisable. De plus, ces poutres peuvent couvrir des portées relativement importantes.

Je sépare la conclusion en 2 parties. La première partie conclut l'étude des poutres mixtes en acier/CLT et la deuxième partie conclut les impacts de la substitution du béton par du CLT dans les poutres mixtes.

Mixte partiel acier/CLT

Au cours de ce mémoire, j'ai considéré une connexion entre l'acier et le CLT faite à partir de connecteurs mécaniques simples afin d'assurer le démontage et la réutilisation de la structure. J'ai donc étudié les poutres mixtes connectées à l'aide de paires de vis réparties tout le long de la poutre. Elles sont introduites par-dessous la semelle supérieure du profilé en acier et remontent verticalement dans le CLT. Cette technique d'assemblage ne permet pas d'obtenir une connexion complète entre l'acier et le CLT. Cependant, il est possible d'atteindre une connexion partielle entre les matériaux.

J'ai remarqué au cours du dimensionnement des poutres mixtes, qu'il est possible d'obtenir des degrés de connexion proches de 0,5. Ce degré de connexion est assez éloigné de l'unité mais il permet d'utiliser des profilés en acier à peine plus grands que ceux exploitables en connexion complète (IPE 400 vs IPE 360).

Cela signifie également que les structures en mixte complet et en mixte partiel sont assez proches. Dans les 2 cas, la hauteur des planchers et le poids de la structure sont donc similaires. La hauteur totale du bâtiment et la taille des fondations nécessaires sont équivalentes dans un cas comme dans l'autre.

Cependant, la structure en mixte complet permet d'économiser environ 10% du volume d'acier nécessaire pour faire toutes les poutres de la structure. Cela s'avère intéressant économiquement et écologiquement. Il faut néanmoins noter que la structure en mixte complet nécessite plus de protection ignifuge (environ 20%).

En outre, les poutres mixtes partielles acier/CLT permettent d'utiliser un profilé en acier de 2 tailles en dessous du profilé nécessaire pour la même structure non-mixte (IPE 400 vs IPE 500).

Les différences observées entre les structures mixte partielle et non-mixte sont plus importantes. Dans le bâtiment étudié, l'utilisation des profilés pour la structure non-mixte augmente la hauteur de chaque étage de 10cm (si elle n'est pas alvéolée). Cela entraîne à son tour l'augmentation du poids de la structure dont les planchers sont déjà plus lourds.

De plus, la structure non-mixte nécessite environ 30% d'acier en plus pour fabriquer les poutres du bâtiment. Cette augmentation de volume d'acier a donc un impact sur le prix du bâtiment mais il n'y a pas toutes les connexions de mixité à faire. Enfin, la structure en acier/CLT a l'avantage d'être la structure qui peut être presque entièrement préfabriquée et donc être construite plus vite que toutes les autres.

Les connexions pour obtenir la mixité partielle des poutres en acier/CLT représente le point le plus sensible du dimensionnement. En effet, le dimensionnement des poutres mixtes à l'aide de vis a montré qu'il faut utiliser des vis résistantes (classe de résistance d'au moins 8.8), les plus longues possibles et d'un diamètre avoisinant 13mm. Elles doivent également être relativement proches les unes des autres pour reprendre l'effort de cisaillement maximal à l'interface acier-CLT.

Cela implique donc qu'il faut installer un nombre conséquent de vis le long des poutres. Il faut également préforer l'acier et le CLT.

Il peut donc être intéressant de regarder quels autres connecteurs démontables plus résistants pourraient être installés pour joindre l'acier au CLT. S'ils sont suffisamment rigides et résistants, ils permettront soit de réduire la nuance d'acier et/ou la taille du profilé nécessaire (si on se rapproche de la connexion complète), soit de diminuer le nombre de connecteurs nécessaires. Ensuite, il faudrait également développer de nouvelles formules pour accompagner le dimensionnement de ces connexions acier/CLT.

Enfin, plusieurs hypothèses ont été faites au cours du dimensionnement des poutres mixtes en acier/CLT et certains points pourraient être étudiés plus en profondeur. Je liste donc une série de paramètres qui pourraient être mieux utilisés et qui nécessiteraient sans doute des expériences pour mieux les définir.

- La largeur efficace du plancher qui participe à la résistance de la poutre mixte, b_{eff} , est définie dans l'Eurocode 4 pour des structures mixtes en béton et en acier mais il serait intéressant de s'assurer que cette formule puisse être utilisée telle quelle en mixte acier/CLT.
- Le coefficient de déformation du bois, k_{def} , utilisé lors des calculs de dimensionnement de la poutre mixte en connexion partielle selon la méthode Gamma pourrait faire l'objet de recherches expérimentales. Dans l'Eurocode

-
- 5, une formule est fournie pour utiliser k_{def} dans un assemblage bois-bois. Il peut donc être intéressant de définir ce terme dans un assemblage CLT-acier. Le document sur lequel je me base pour utiliser la méthode Gamma [63] a justement défini ce coefficient expérimentalement.
- Le module de glissement, K_{ser} , qui joue un rôle pour déterminer le degré de connexion de la poutre mixte. L'Eurocode 5 définit ce module de glissement pour un assemblage bois-bois mais qu'en est-il dans un assemblage CLT-acier ?
 - La capacité de l'acier à se plastifier n'est pas exploitée dans les dimensionnements avec la méthode Gamma. Il peut donc être intéressant d'adapter la méthode Gamma ou bien d'en suivre une autre.

Mixte acier/CLT vs acier/béton

En ce qui concerne les principales différences entre une structure en mixte acier/CLT et en mixte acier/béton, on remarque une nette différence de poids entre les planchers. Tous les planchers en acier/CLT étudiés font moins de la moitié du poids des planchers en acier/béton. On peut donc s'attendre à des réductions supplémentaires du poids de la structure lorsqu'on dimensionne les colonnes. Cela signifie donc des charges moins importantes sur les fondations qui pourraient alors être réduites.

Quand on compare les structures identiquement conçues en mixte acier/CLT et en mixte acier/béton, on voit que les profilés en acier nécessaires sont tous plus petits lorsqu'on utilise du CLT. Cela représente des économies en terme de volume d'acier dans les poutres à hauteur de 10% pour tout le bâtiment. Cette réduction du volume d'acier est également accompagnée d'une réduction du volume de spray ignifuge nécessaire pour que la structure résiste au feu pendant 60 minutes.

On notera également que le CLT, tout comme le béton ne nécessite pas de protection au feu.

La substitution du béton par du CLT afin de réaliser des structures mixtes est donc réalisable et comporte plusieurs avantages. Cette solution est plus écologique, plus légère, démontable/réutilisable et principalement préfabriquée. Cependant, il est difficile de dire si elle est économiquement compétitive. Il serait donc intéressant de consacrer des études approfondies sur le coût d'un plancher en mixte acier/CLT comparé au coût d'un plancher en mixte acier/béton.

Il peut également être intéressant de consacrer une étude écologique pour quantifier les gains obtenus en substituant le béton par du CLT dans les structures mixtes. Cette étude nécessite un travail approfondi sur l'impact écologique des matériaux de construction depuis leur création jusqu'à leur fin de vie. Cette étude pourrait être le sujet d'un mémoire à part entière.

Aussi, mon mémoire ne portait que sur l'aspect structurel des planchers, il faut

encore investiguer les aspects suivant pour le confort du bâtiment : le transfert des vibrations, l'isolation acoustique, l'isolation thermique et l'isolation contre l'humidité.

APPENDICE A

Dimensionnement du panneau CLT

Je présente ci-dessous, de manière détaillée, les calculs effectués pour déterminer les panneaux CLT nécessaires pour composer les planchers du bâtiment de référence. A travers ces explications, je démontre donc que le CLT200 L5s satisfait aux critères de dimensionnement pour le plancher désiré. Les panneaux CLT200 L5s sont constitués de 5 couches épaisses de 40mm chacune (comme on peut le voir en début d'Annexe G).

Pour rappel, je dimensionne un plancher de 30m de long disposé sur 6 appuis équidistants. Ce plancher est constitué de 3 panneaux CLT connectés bout à bout grâce à des connexions rotulées. L'emplacement de ces rotules a été défini avec le principe des poutres Gerber. C'est à dire que l'on positionne des rotules là où le moment dans la poutre vaut 0 lorsque celle-ci est chargée de manière uniforme sur toute sa longueur (poids propre de la structure).

Dans un premier temps, je dois définir les réactions aux appuis pour une telle poutre, ensuite je pourrai calculer le diagramme des moments. Je considère que la poutre repose sur un appui rotulé et 5 appuis à rouleaux, ce qui me fait un degré d'hyperstaticité égal à 4. Grâce au cours "Stabilité des constructions" enseigné à l'UCLouvain [64], je suis capable de déterminer les réactions aux appuis par la méthode des forces. Sachant que la poutre est symétrique, les réactions aux appuis s'expriment de la manière suivante (avec les indices des réactions R correspondant à leur indice le long de la poutre) :

$$\begin{aligned} R_1 &= R_6 = \frac{15}{38}ql, \\ R_2 &= R_5 = \frac{43}{38}ql, \\ R_3 &= R_4 = \frac{37}{38}ql. \end{aligned}$$

Je ne détaille pas les calculs en profondeur mais en fin de cette annexe, se trouve

la procédure que j'ai suivie pour obtenir ces résultats.

Je peux maintenant exprimer les moments fléchissants à n'importe quel endroit de la poutre en fonction des réactions aux appuis.

J'obtiens donc la situation à la figure suivante :

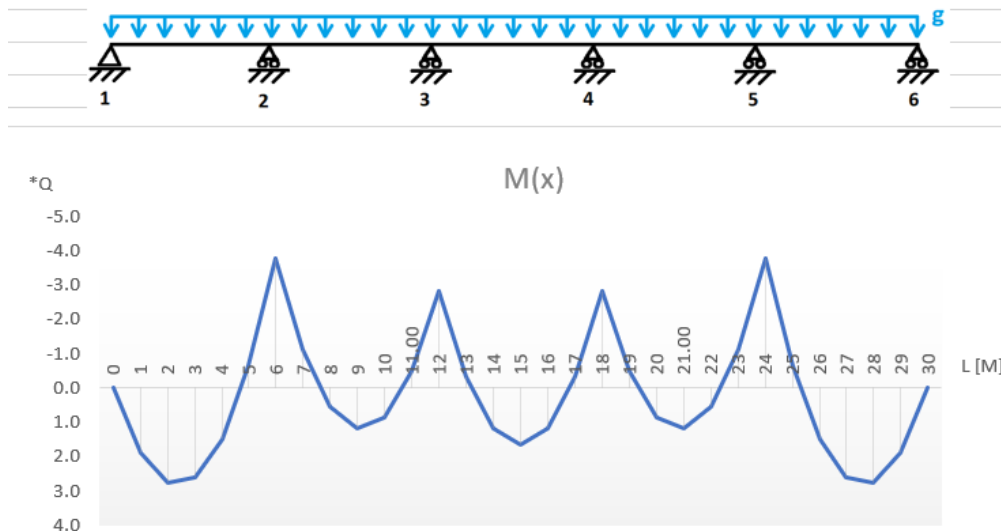


Figure A.1 – Diagramme des moments afin de déterminer le positionnement des rotules.

Je décide alors de mettre les rotules de part et d'autre de la travée centrale, ce qui me donne une première rotule à 10,70m et une deuxième à 19,30m. Je travaille donc désormais avec 2 panneaux CLT de 10,7m aux extrémités et 1 panneau CLT de 8,6m au centre.¹

Afin de faire mes calculs de résistance en 2D, je considère une tranche de 1m de large du plancher que j'analyse comme une poutre. Du coup, j'adapte les charges surfaciques appliquées sur le plancher en charges linéaires qui gardent les mêmes valeurs puisque les charges surfaciques sont multipliées par la largeur de la poutre de 1m. Les charges permanentes reprennent le poids propre du CLT (en considérant que la masse volumique du bois est de $500 [kg/m^3]$, cela équivaut à $1 [kN/m^2]$ pour du CLT200 L5s) et les autres charges permanentes ($1,5 [kN/m^2]$). Les charges variables reprennent les charges variables sur le sol ($4 [kN/m^2]$) et la neige en toiture ($1,7 [kN/m^2]$). Il se trouve qu'en faisant les calculs de dimensionnement, j'ai obtenu les mêmes panneaux CLT en toiture et en intérieur.²

1. Il est à noter que les rotules se trouvent à 1,3m des appuis les plus proches. Cette distance prend son importance lorsque je désire calculer une largeur efficace de CLT pour travailler en mixte acier/CLT. Je dois m'assurer que les rotules ne se trouvent pas dans la largeur efficace et c'est effectivement évité!

2. Pour information, le CLT d'une épaisseur plus faible proposé par Stora Enso ne "convenait"

Ci-dessous (figure A.2), un rapide rappel des propriétés mécaniques du CLT tirées du logiciel "Calculatis" [25] :

Caractéristiques des matériaux										
Matériau	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \text{ min}}$	$E_{0,mean}$	G_{mean}	$G_{r,mean}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Épicéa C24 ETA (2014)	24,00	14,00	0,35	21,00	2,40	4,00	1,25	12 500,00	690,00	50,00

Figure A.2 – Propriétés mécaniques des panneaux CLT.

En vue de répondre aux critères ELU, ELS et de résistance au feu pour un dimensionnement dans les normes, il a été nécessaire de définir dans un premier temps les cas de charges les plus contraignants appliqués à notre poutre.

A.1 Cas de charges

On sait déjà que les charges permanentes sont appliquées sur toute la longueur du plancher donc on peut déjà étudier les réactions aux appuis et les moments de force engendrés au sein de la structure. J'utilise donc la méthode des forces et j'obtiens les réactions et moments illustrés à la figure suivante (figure A.3) :

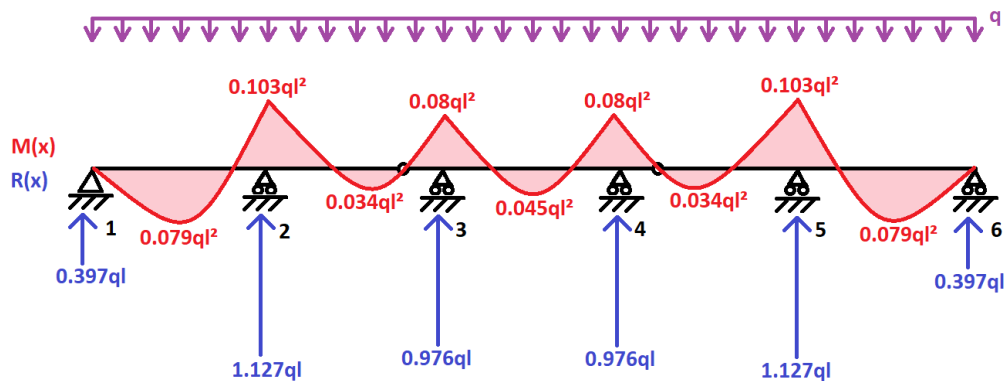


Figure A.3 – Distribution des charges permanentes.

Concernant la distribution des charges variables, j'ai étudié les lignes d'influence (figure A.4) afin d'avoir les moments les plus élevés en travée (utile pour les calculs à l'ELS) et sur les appuis (utile pour les calculs à l'ELU).

pas pour le plancher intérieur car j'obtenais une flèche à long terme de 24,5mm qui est supérieure à la limite de 24mm (=1/250) que je m'étais fixée.

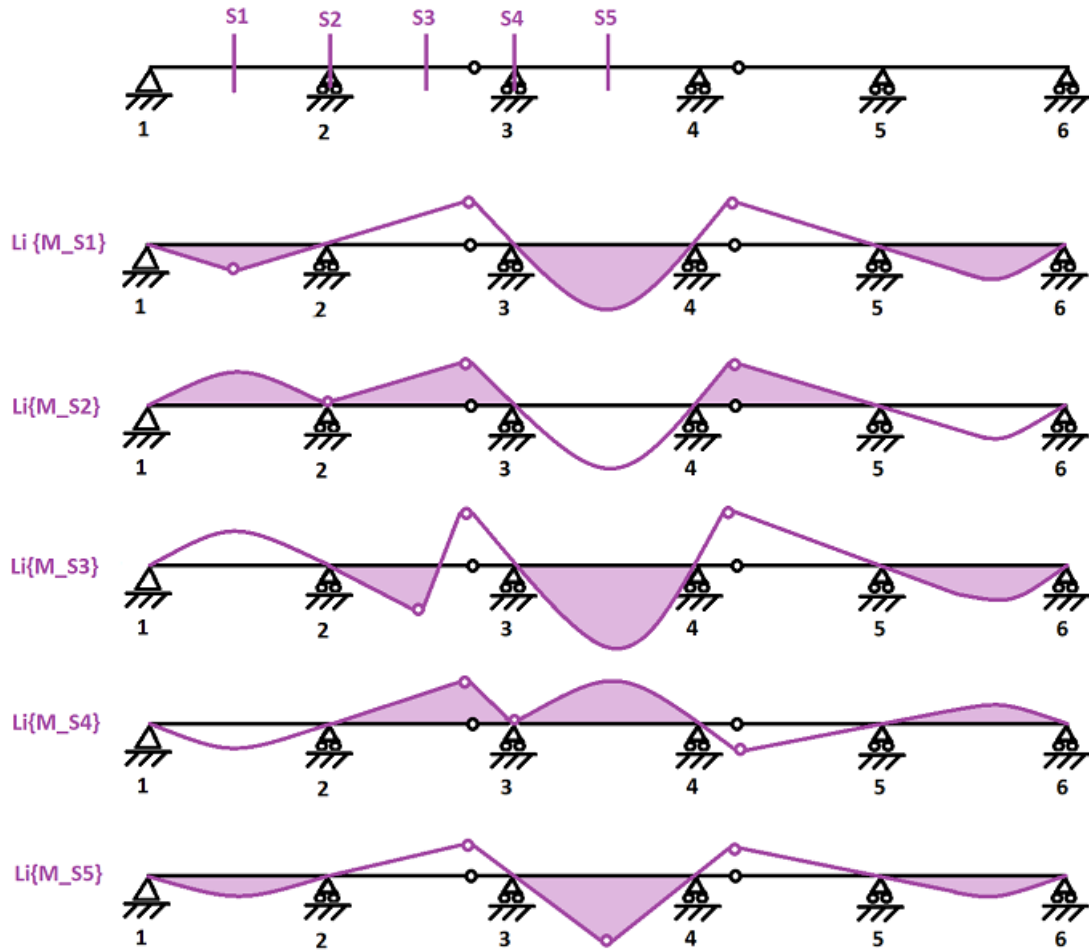


Figure A.4 – Lignes d’influence pour déterminer où charger le plancher afin d’avoir le moment le plus contraignant.

Après comparaison de chacune des structures chargées selon les lignes d’influence, il en ressort que le premier (et dernier) cas de charge donne le moment le plus contraignant de tous (indépendamment des charges permanentes). Ce moment maximal se situe dans la travée du milieu. C’est donc ce cas de charge qui est utilisé pour répondre aux critères de flèche à court et long terme. Quant aux calculs de résistance à l’ELU, ils se feront sur base du cas de charge étudié en deuxième lieu qui donne le moment maximal dans le 2ème appui. Ce moment est plus faible que le premier trouvé (en travée), mais lorsqu’on combine les charges permanentes et variables, c’est bien dans cet appui qu’on retrouve le moment maximal (de la poutre entière). Je peux donc maintenant procéder aux calculs.

A.2 Calcul ELU

Pour les calculs de résistance à l'état limite ultime, j'applique donc les charges variables sur les travées 1, 2 et 4.

Les réactions aux appuis sont calculées par la méthode des forces³. (Grâce aux 2 rotules reliant les panneaux CLT, le degré d'hyperstaticité est maintenant égal à 2.)

Les réactions aux appuis et la distribution des moments au sein de la structure pour le cas étudié apparaissent sur la figure ci-dessous (figure A.5) :

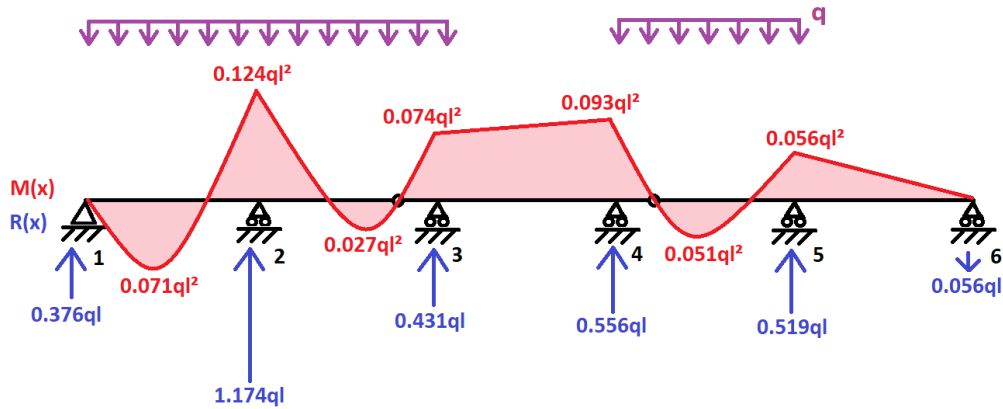


Figure A.5 – Distribution des charges variables à l'ELU.

Actuellement je connais les réactions aux appuis pour les charges permanentes et pour les charges variables appliquées de manière à obtenir le moment maximal dans le deuxième appui.

A présent, je définis les charges appliquées sur chaque travée à l'aide de la formule prescrite dans l'Eurocode 0 [65] et que l'on retrouve simplifiée dans le syllabus du cours sur les structures en bois dispensé à l'UCLouvain [2] :

$$1,35 \sum_j G_j + 1,5 \left(Q_{dom} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} Q_i \right) \quad (A.1)$$

où :

- G_j sont les charges permanentes
- Q_{dom} est la charge variable qui maximise l'équation⁴
- Q_i sont les autres charges variables

3. Les calculs sont effectués grâce au programme Excel pour ne pas perdre de précision à cause d'arrondis

4. Q_{dom} n'est pas forcément la charge variable la plus grande, cela dépend aussi du coefficient $\psi_{0,i}$.

Tableau A1.1 — Valeurs recommandées des coefficients ψ pour les bâtiments

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1-1) :			
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN	0,7	0,5	0,3
Catégorie H : toits	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) ^{a)} :			
Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H > 1\,000$ m a.n.m.	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H \leq 1\,000$ m a.n.m.	0,50	0,20	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE Les valeurs des coefficients ψ peuvent être données dans l'Annexe Nationale.			
a) Pour des pays non mentionnés dans ce qui suit, se référer aux conditions locales appropriées.			

Figure A.6 – Coefficients à appliquer dans les différentes formules combinant les charges.

- ψ_0 est un coefficient réducteur qui tient compte de la probabilité d'avoir toutes les charges appliquées simultanément ; un tableau disponible dans l'Eurocode 0 reprend ces coefficients et est fourni à la figure A.6.

Dans mon cas, la charge dominante correspond aux charges variables sur le sol. L'autre charge variable correspond donc à la neige et le coefficient ψ_0 associé vaut 0,5 quand on regarde dans le tableau à la figure A.6. En effet l'altitude maximale en Belgique est de 694m [66], inférieure donc à $H=1000$ m.

Les travées 3 et 5 ne sont chargées qu'avec les charges permanentes, donc seule la partie gauche de l'équation A.1 nous intéresse

$$q_1 = 1,35 \cdot (1 + 1,5) = 3,375[kN/m]$$

Quant aux 3 autres travées, elles subissent l'intégralité de l'équation

$$q_2 = 1,35 \cdot (1 + 1,5) + 1,5 \cdot (4 + 0,5 \cdot 1,7) = 10,65[kN/m]$$

On connaît alors maintenant chacune des réactions aux appuis en s'aidant des 2 figures A.3 et A.5. Il suffit de prendre les facteurs de la figure A.3 multipliés aux charges permanentes pondérées $g = 3,375[kN/m]$, multipliés à la longueur de travée $l = 6[m]$ que l'on additionne aux facteurs de la figure A.5 multipliés par les charges variables pondérées $q = 10,65 - 3,375[kN/m]$ multipliés par la longueur

de travée $l = 6[m]$.

Par exemple :

$$R_1 = 0,397 \cdot 3,375 \cdot 6 + 0,376 \cdot (10,65 - 3,375) \cdot 6 = 24,44[kN]$$

Un récapitulatif des résultats obtenus est disponible au tableau suivant (figure A.7) :

	ELU
travées 1, 2 et 4 [kN/m]	10.65
travées 3 et 5 [kN/m]	3.375
	R [kN]
1	24.44
2	74.07
3	38.59
4	44.03
5	45.48
6	5.59

Figure A.7 – Réactions aux appuis pour les calculs à l'ELU.

À nouveau, on regarde l'expression du moment dans l'appui 2 aux figures A.3 et A.5 pour trouver le moment maximal qui nous intéresse. Nous obtenons donc un moment maximal :

$$M_{max} = 0,103 \cdot 3,375 \cdot 6^2 + 0,124 \cdot (10,65 - 3,375) \cdot 6^2 = 45,04[kN.m]$$

auquel correspond un effort tranchant :

$$V = 74,07[kN]$$

(égal à la réaction d'appui) qui correspond également à l'effort tranchant maximal dans la poutre. Une étude plus approfondie de la distribution des moments nous confirme les 2 résultats obtenus (figure A.8) :

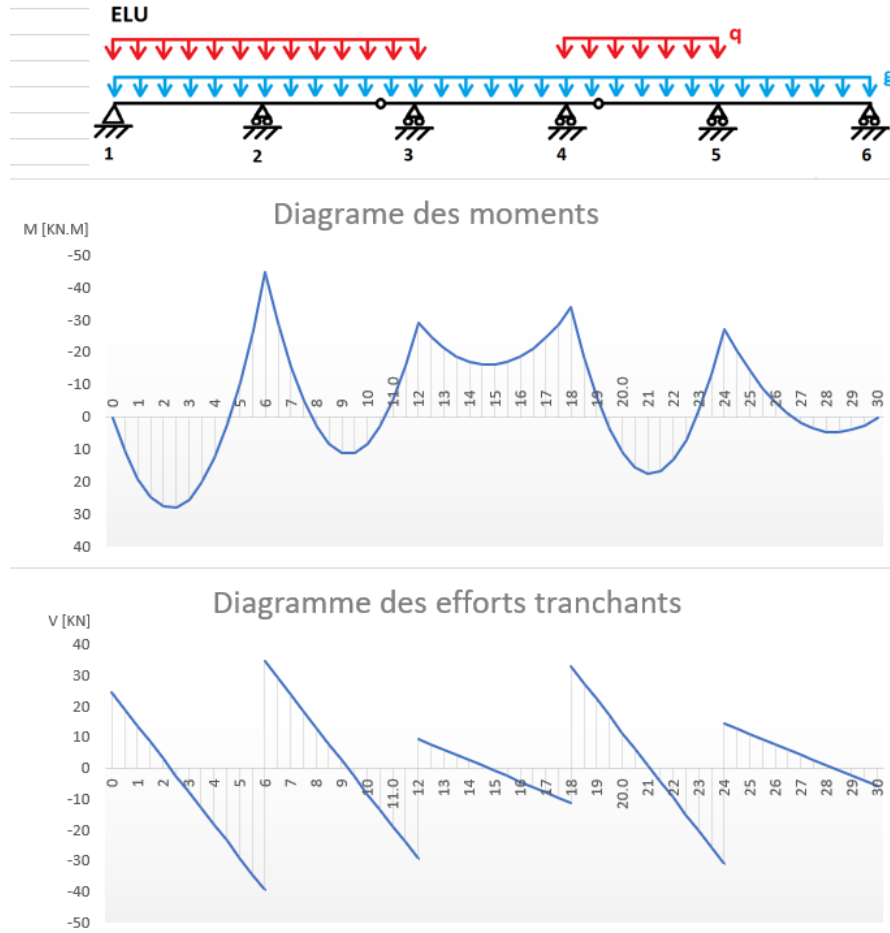


Figure A.8 – Graphes des moments et des efforts tranchants dans le plancher.

On doit alors maintenant comparer le moment maximal obtenu avec le moment maximal résistant de notre plancher. Le manuel technique de proHolz [57] suggère de calculer la résistance à la flexion en ne prenant en compte que l'aire nette de la section transversale du plancher. L'aire nette consiste à ne considérer que les couches de CLT qui sont parallèles au sens de portée du plancher. Dans le cas où l'on travaille avec un panneau CLT200 L5s, il y a donc 3 couches sur 5 à considérer. En effet, proHolz suggère de faire les calculs de résistance en considérant le module d'élasticité des couches transversales (E_{90}) égal à 0.

Basé sur l'Eurocode 5 [51] et le manuel technique de proHolz (section 5.5), la formule suivante ressort :

$$M_{Rd} = \left(k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} \right) \cdot W_{net} \quad (A.2)$$

Le facteur k_{sys} est un coefficient favorable de système. Selon la section 3.2.5 du

manuel technique proHolz, on peut le définir comme suit :

$$k_{sys} = 1 + N/8 \cdot 0,2 \leq 1,2$$

avec N le nombre de couches. k_{sys} vaut alors 1,125 mais je n'en ai pas tenu compte dans mes calculs, me positionnant du côté de la sécurité. Cela ne joue pas un rôle majeur dans le dimensionnement puisque ce sont les limites de flèches qui sont les plus défavorables comme nous allons le voir dans la section suivante.

k_{mod} est un facteur de modification qui vaut 0,8 lorsqu'on travaille en classe de service 1 et 2 [57] (ce qui correspond à la valeur proposée dans le cours de structures en bois dispensé à l'UCLouvain). Les classes de service 1 et 2 signifient que le bois est protégé des intempéries. (Pour la classe de service 2, le bois est parfois humide.) Ici, comme on traite des planchers d'intérieur et d'une toiture isolée, le cas d'étude correspond bien à ces classes de service.

γ_M est un coefficient de sécurité. Le manuel technique de proHolz suggère d'utiliser γ_M qui vaut 1,25 pour les calculs ELU.

$f_{m,k} = 24[MPa]$ puisqu'on travaille avec du bois C24.

Enfin, le module d'inertie $W_{net} = 5,28 * 10^6[mm^3]$ est défini comme suit :

$$W_{net} = \frac{I_{0,net}}{\max\{|z_0|; |z_u|\}} \quad (A.3)$$

Le dénominateur étant la plus grande distance entre le centre de gravité du plancher et sa surface. Dans le cas d'un panneau CLT symétrique, cela vaut $h/2$ (=100mm pour CLT200 L5s).

À l'aide de la figure A.9, tirée du manuel de proHolz, on peut définir le moment d'inertie $I_{0,net} = 528 * 10^6[mm^4]$ comme suit :

$$I_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2 \quad (A.4)$$

avec :

- E_i/E_c , le rapport entre les modules d'élasticité de chaque couche i et le module d'élasticité de référence. Dans mon cas, les différentes couches du CLT sont issues de la même variété d'arbre et ce rapport vaut 1 pour les couches longitudinales et 0 pour les couches transversales,
- d_i , l'épaisseur de la couche i ,
- b , la largeur de poutre (égale à 1m),
- a_i , la distance entre le centre de gravité du panneau CLT et le centre de gravité de la couche considérée.

Je trouve alors le moment résistant de mon plancher en CLT200 L5s :

$$M_{Rd} = \left(0,8 \cdot \frac{24}{1,25}\right) \cdot 5,28 * 10^6 = 81,10 * 10^6[N.mm] = 81,10[kN.m]$$

ce qui représente 1,8 fois le moment maximal appliqué.

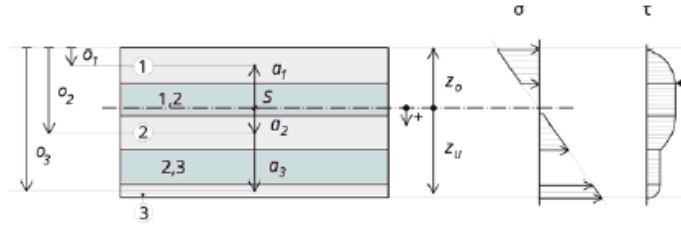


Figure A.9 – Désignation des dimensions de la section transversale du CLT

Il est alors temps de vérifier que l'effort tranchant est également en deçà de l'effort tranchant admissible. A ce sujet, le manuel technique proHolz précise qu'il y a deux vérifications à faire, le CLT doit résister au cisaillement ("habituel") et au cisaillement roulant. En effet, pour le CLT, la résistance au cisaillement roulant peut se montrer décisive pour le dimensionnement du panneau CLT. Concernant la résistance au cisaillement roulant, la formule de l'effort tranchant admissible est donné comme suit :

$$V_{Rd} = \frac{I_{0,net} \cdot b}{S_{0,R,net}} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{r,k}}{\gamma_M} \quad (A.5)$$

avec comme nouvelles caractéristiques :

- $f_{r,k}$ étant la résistance caractéristique au cisaillement roulant d'une valeur de $1,25[MPa]$,
- $S_{0,R,net}$ correspondant au moment statique (de cisaillement roulant), détaillé juste en dessous.

Le moment statique $S_{0,R,net}$ s'exprime ainsi :

$$S_{0,R,net} = \sum_{i=1}^{m_L} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i \quad (A.6)$$

où m_L est l'indice de la couche longitudinale la plus proche du centre de gravité en partant du haut du CLT.

Pour un panneau CLT symétrique de 5 couches, $S_{0,R,net} = b \cdot d_1 \cdot a_1$.

Donc pour le CLT200 L5s,

$$S_{0,R,net} = 1000 \cdot 40 \cdot (40/2 + 40 + 40/2) = 3,2 \cdot 10^6 [mm^3]$$

On obtient donc une résistance au cisaillement roulant :

$$V_{Rd} = \left(\frac{528 \cdot 10^6 \cdot 1000}{3,2 \cdot 10^6} \cdot 0,8 \cdot \frac{1,25}{1,25} \right) \cdot 10^{-3} = 132 [kN]$$

qui vaut 1,78 fois l'effort tranchant appliqué.

Concernant la résistance à l'effort tranchant, la formule est donnée par :

$$V_{Rd} = \frac{I_{0,net} \cdot b}{S_{0,V,net}} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} \quad (A.7)$$

où les caractéristiques qui diffèrent sont :

- $f_{v,k}$ étant la résistance caractéristique au cisaillement qui vaut $4[MPa]$,
- $S_{0,V,net}$ correspondant au moment statique de la section entière.

Pour un panneau symétrique de 5 couches, $S_{0,V,net} = b \cdot (d_1 \cdot a_1 + d_3 \cdot a_3)$.

Donc pour le CLT200 L5s, on obtient $S_{0,V,net} = 6,4 \cdot 10^6 [mm^3]$.

On obtient donc une résistance au cisaillement de : $V_{Rd} = 211,2[kN]$ qui vaut 2,85 fois l'effort tranchant appliqué.

La dernière vérification à l'ELU concerne la compression perpendiculaire aux fibres au niveau des appuis. Cette vérification concerne 2 endroits sur le panneau CLT. Il doit résister à la compression perpendiculaire au niveau de son extrémité la plus chargée sur au moins une demi largeur de poutre et doit également résister là où la réaction d'appui est la plus importante sur toute la largeur de la poutre. J'ai donc dessiné de nouvelles lignes d'influence pour savoir quelle est la distribution des charges la plus contraignante pour les réactions aux appuis (voir figure A.10). Il se trouve que pour l'appui à l'extrémité le plus chargé, la disposition des charges correspond à la disposition des charges utilisées pour les calculs à l'ELS. Quant à l'appui qui reprend la plus grande compression, il s'agit de l'appui 2 sous le même cas de charge que celui utilisé jusqu'à présent pour les calculs ELU. Il s'agit donc de la réaction déjà disponible à la figure A.7, c'est-à-dire : $R_2 = 74,07[kN]$ (sur 1mètre).

Pour ce qui est de l'appui à l'extrémité, je calcule sa réaction d'appui à l'aide des coefficients appliqués aux réactions d'appui pour la poutre sous charges permanentes (figure A.3) et les coefficients appliqués aux réactions d'appui pour la distribution de charge considérée (figure A.11). Je trouve alors la force de compression à laquelle le CLT doit résister (sur 1m) à son extrémité :

$$R_1 = 0,397 \cdot 3,375 \cdot 6 + 0,453 \cdot (10,65 - 3,375) \cdot 6 = 27,80[kN]$$

Il est maintenant temps de calculer la résistance à la compression perpendiculaire des panneaux CLT. Je reprends donc ci-dessous la formule fournie par proHolz :

$$N_{90,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} \cdot k_{c,90} \cdot A_{ef} \quad (A.8)$$

avec :

- $f_{c,90,k}$, la résistance à la compression perpendiculaire à la fibre équivalent $2,4 [MPa]$,

- $k_{c,90}$, un facteur prenant en considération l'endroit où est appliqué la charge ;
 $k_{c,90} = 1,9$ pour une charge appliquée "loin" de l'extrémité du panneau et
 $k_{c,90} = 1,4$ pour une charge appliquée à l'extrémité du panneau,
- A_{ef} correspondant à la surface de contact entre le CLT et son appui.

Si on considère une poutre en acier IPE360 pour supporter les panneaux CLT, sa largeur vaut 170mm et on peut procéder aux calculs de résistance.

Pour R_1 , nous avons donc :

$$N_{90,Rd} = \left(0,8 \cdot \frac{2,4}{1,25} \cdot 1,4 \cdot 1000 \cdot 170/2 \right) \cdot 10^{-3} = 182,8[kN]$$

soit 6,6 fois plus résistant que la force appliquée.

Pour R_2 , nous avons donc :

$$N_{90,Rd} = \left(0,8 \cdot \frac{2,4}{1,25} \cdot 1,9 \cdot 1000 \cdot 170 \right) \cdot 10^{-3} = 496,1[kN]$$

soit 6,7 fois plus résistant que la force appliquée.

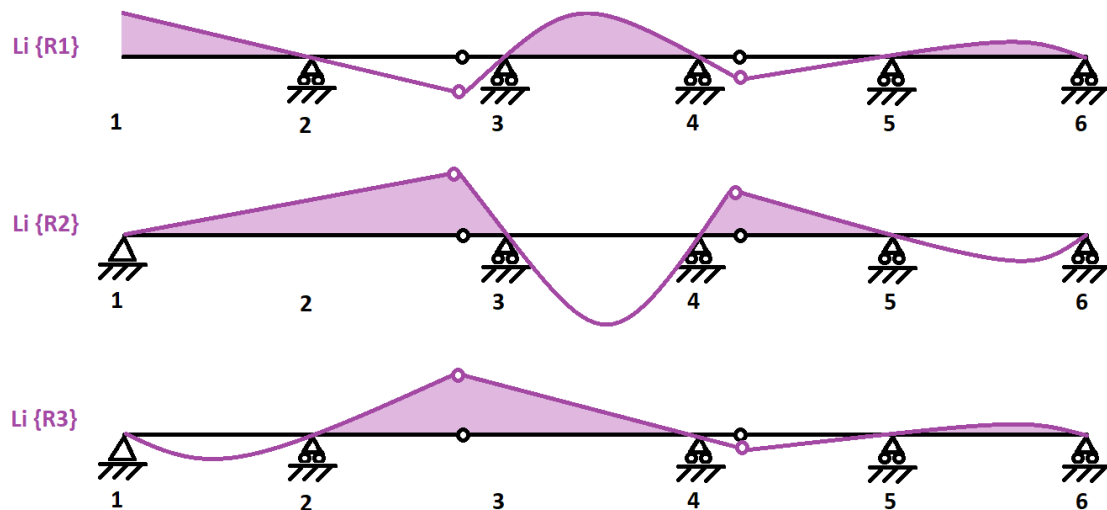


Figure A.10 – Lignes d'influence pour déterminer les distributions de charges les plus contraignantes pour les appuis.

A.3 Calcul ELS

A propos des calculs d'état limite en service, il faut vérifier que le plancher ne fléchit pas trop. Pour ce faire, on se fixe des limites de flèche à ne pas dépasser. On distingue deux critères de flèche, celui à court terme et celui à long terme. Je développe donc séparément ces 2 cas ci-dessous.

A.3.1 ELS CT (Court Terme)

Ce critère de flèche concerne la flèche instantanée. Comme je l'ai déjà énoncé dans la section 3.1.5, je désire une flèche instantanée maximale de $l/300$.

Mes travées étant longues de 6m, je désire une flèche maximale de 20mm.

Grâce aux lignes d'influence présentées plus tôt, je sais que je dois appliquer les charges variables en travée 1, 3 et 5. Dès lors, j'emploie la méthode des forces pour connaître chacune des réactions aux appuis et les moments fléchissants associés dans la structure.

J'obtiens alors le modèle disponible à la figure suivante (figure A.11) :

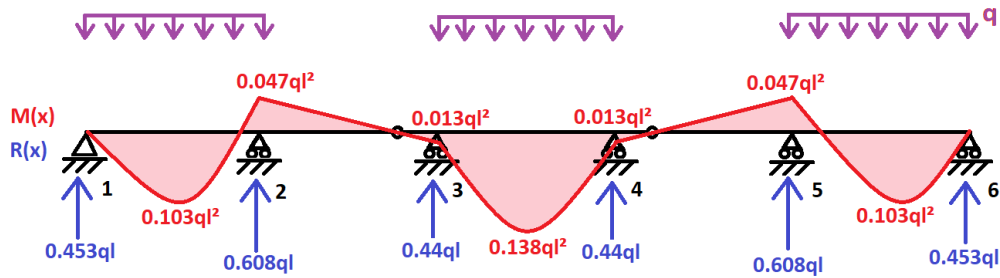


Figure A.11 – Distribution des charges à l'ELS.

Maintenant, je connais les coefficients des réactions aux appuis pour les charges permanentes et pour les charges variables.

Il me reste donc encore à définir les charges sur chaque travée. Pour ce faire, j'utilise la formule propre au dimensionnement à l'ELS CT, donnée dans le cours sur les structures en bois dispensé à l'UCLouvain [2] :

$$\sum_j G_j + \left(Q_{dom} \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} Q_i \right) \quad (A.9)$$

Cette formule ressemble à la formule utilisée pour les calculs à l'ELU et n'apporte aucun nouveau coefficient.

Les travées 2 et 4 ne sont chargées qu'avec les charges permanentes, par conséquent seulement la partie gauche de l'équation A.9 nous intéresse

$$q_1 = 1 + 1,5 = 2,5[kN/m]$$

Quant aux 3 autres travées, elles subissent l'intégralité de l'équation

$$q_2 = (1 + 1,5) + (4 + 0,5 \cdot 1,7) = 7,35[kN/m]$$

En s'aidant des figures A.3 et A.11 et en procédant de la même manière que celle expliquée à l'ELU, on trouve les différentes réactions aux appuis disponibles à la

figure A.12.

Je donne un rappel chiffré de la procédure :

$$R_1 = 0,397 \cdot 2,5 \cdot 6 + 0,453 \cdot (7,35 - 2,5) \cdot 6 = 19,13[kN]$$

	ELS CT
travées 1, 3 et 5 [kN/m]	7.35
travées 2 et 4 [kN/m]	2.5
	R [kN]
1	19.13
2	34.58
3	27.44
4	27.44
5	34.58
6	19.13

Figure A.12 – Réactions aux appuis pour les calculs à l'ELS CT.

A titre d'information, quand je calcule les moments fléchissants le long de la poutre, j'obtiens un diagramme dont l'allure est représentée à la figure A.13

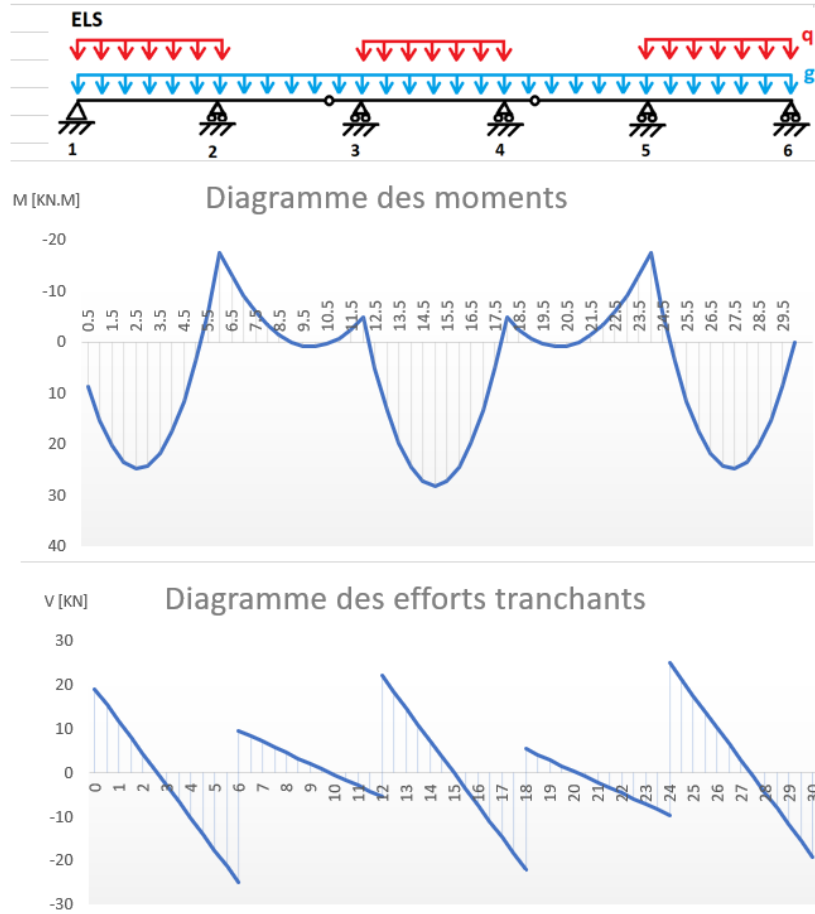


Figure A.13 – Graphes des moments et des efforts tranchants dans le plancher.

Il est maintenant temps de calculer la flèche maximale pour voir si elle est bien en deçà de 20mm.

Grâce au cours de Mécanique des structures enseigné à l'UCLouvain [67], je me rappelle que pour une poutre fléchie, la relation entre la flèche et le moment fléchissant est donnée par l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d^2\nu}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (\text{A.10})$$

où ν exprime la flèche dans la poutre.

Lorsqu'on travaille avec du bois, il faut prendre le module d'élasticité moyen. Puisqu'on s'intéresse uniquement aux couches de CLT parallèles au sens de portée du plancher, Stora Enso fournit la valeur du module de Young : $E_{0,mean} = 12500[\text{MPa}]$ (comme on peut le remarquer à la figure A.2).

Concernant l'inertie du CLT, le manuel technique proHolz précise que l'on peut

utiliser l'aire nette du panneau CLT pour faire des calculs de résistance à l'ELU (cfr $I_{0,net}$) mais que pour des calculs de flèches à l'ELS, il faut utiliser une aire effective, par exemple via la méthode Gamma. J'aurai donc besoin de calculer une nouvelle inertie, $I_{0,eff}$.

Le calcul de flèche se calcule dès lors grâce à la formule suivante :

$$\nu(x) = \int \int \frac{M(x)}{E_{0,mean} I_{0,eff}} dx \quad (A.11)$$

On peut sortir le dénominateur de ces intégrales car le module d'élasticité et l'inertie sont constants sur toute la longueur de la poutre.

L'équation devient :

$$\nu(x) = \frac{1}{E_{0,mean} I_{0,eff}} \int \int M(x) dx \quad (A.12)$$

Donc à présent, je dois calculer $I_{0,eff}$ et la double intégrale de $M(x)$.

L'inertie effective de la poutre se calcule selon la méthode Gamma, introduite dans l'Eurocode 5, Annexe B. Cette méthode, initiée pour des assemblages mécaniques, est reprise dans le manuel technique proHolz et adaptée pour des assemblages collés.⁵

La formule générale est la suivante :

$$\sum \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum \gamma_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2 \quad (A.13)$$

C'est donc la même formule que celle introduite dans la section des calculs à l'ELU à laquelle on rajoute "simplement" un coefficient γ .

Pour un panneau CLT de 5 couches, les coefficients γ se calculent selon les équations ci-dessous. Une représentation du CLT 5 couches et des paramètres à rentrer dans les équations est disponible à la figure A.14.

$$\gamma_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1}{l_{ref}^2} \cdot \frac{d_{1,2}}{b \cdot G_{R,12}}\right)} \quad (A.14)$$

$$\gamma_2 = 1, 0 \left[\frac{1}{m} \right] \quad (A.15)$$

$$\gamma_3 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3}{l_{ref}^2} \cdot \frac{d_{2,3}}{b \cdot G_{R,23}}\right)} \quad (A.16)$$

Dans ces équations, on retrouve :

5. Pour un panneau CLT à 7 couches, je recommande d'utiliser le manuel sur le bois lamellé-croisé fait par FPInnovations [23]. Ce document canadien de plus de 600 pages, explique bien les procédures à suivre et est plus complet.

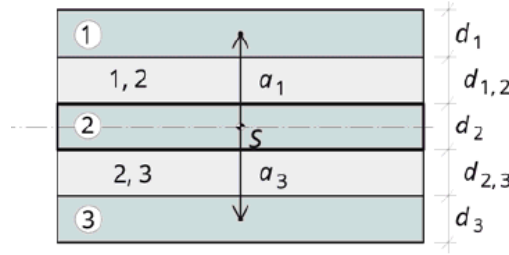


Figure A.14 – Représentation des paramètres à utiliser pour la méthode Gamma.

- E_i , le module d'élasticité des couches (12500 [MPa]),
- A_i , l'aire de la section transversale de la couche (pour le CLT200 L5s, toutes ces couches sont épaisses de 40mm donc $A_i = d_i \cdot b = 40 \cdot 1000 = 40 \cdot 10^3 [mm^2]$),
- l_{ref} , est une longueur de référence, $l_{ref} = l$ dans le cas d'une poutre sur 2 appuis, $l_{ref} = 0,8 \cdot l$ pour une poutre continue (donc dans mon cas, $l_{ref} = 0,8 \cdot 6[m] = 4,8 \cdot 10^3 [mm]$),
- $d_{1,2}$ et $d_{2,3}$, les distances qui séparent la couche centrale des couches aux extrémités (voir figure A.14) ($d_{1,2} = d_{2,3} = 40 [mm]$),
- b , la largeur de la poutre soit 1000[mm],
- $G_{R,12}$ et $G_{R,23}$, les modules de cisaillement roulant ($G_{R,12} = G_{R,23} = G_{r,mean} = 50 [MPa]$ comme on peut le voir à la figure A.2).

Comme je travaille avec un panneau CLT symétrique :

$$\gamma_1 = \gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 125000 \cdot 40 \cdot 10^3}{(4,8 \cdot 10^3)^2} \cdot \frac{40}{1000 \cdot 50} \right)^{-1} = 0,85$$

A présent je suis en mesure de calculer l'inertie effective de ma poutre, elle vaut : $I_{0,eff} = 453,1 \cdot 10^6 [mm^4]$

Concernant le calcul de la double intégrale du moment fléchissant, je commence par donner la formule du moment fléchissant au centre de la poutre puisque c'est dans la travée centrale que la flèche est la plus importante. Soit $g = 2,5 [kN/m]$, la charge correspondant aux charges permanentes et $q = 7,35 - 2,5 = 4,85 [kN/m]$, la charge correspondant aux charges variables ; le moment fléchissant dans la travée centrale s'exprime :

$$M(x) = R_1 \cdot x + R_2 \cdot x(x-l) + R_3 \cdot (x-2l) - g \cdot \frac{x^2}{2} - ql \cdot (x - \frac{l}{2}) - q \cdot \frac{(x-2l)^2}{2} \quad (A.17)$$

Après double intégration, on trouve :

$$\int \int M(x) dx = -(g+q) \frac{x^4}{24} + (R_1 + R_2 + R_3 + ql) \cdot \frac{x^3}{6} - (R_2 \cdot l + 2R_3 \cdot l + q \cdot \frac{3l^2}{2}) \cdot \frac{x^2}{2} + C_1 \cdot x + C_2 \quad (A.18)$$

2 nouvelles inconnues apparaissent dans l'équation, il s'agit de C_1 et C_2 . Afin de leur donner une valeur, il faut regarder les conditions aux limites.

On sait que la poutre ne peut pas bouger au niveau de ses appuis. Comme on s'intéresse en particulier aux appuis 3 et 4 qui entourent la travée centrale (voir figure A.13), à ces endroits, la flèche doit valoir 0 :

$$\nu(x = 12m) = \nu(x = 18m) = 0.$$

Cela signifie que l'équation A.18 doit valoir 0 pour $x=12m$ et $x=18m$.

J'obtiens donc un système à 2 équations.

$$\begin{cases} -(g + q) \frac{12^4}{24} + (R_1 + R_2 + R_3 + ql) \cdot \frac{12^3}{6} - (R_2 \cdot l + 2R_3 \cdot l + q \cdot \frac{3l^2}{2}) \cdot \frac{12^2}{2} + C_1 \cdot 12 + C_2 = 0 \\ -(g + q) \frac{18^4}{24} + (R_1 + R_2 + R_3 + ql) \cdot \frac{18^3}{6} - (R_2 \cdot l + 2R_3 \cdot l + q \cdot \frac{3l^2}{2}) \cdot \frac{18^2}{2} + C_1 \cdot 18 + C_2 = 0 \end{cases} \quad (A.19)$$

Une fois qu'on isole C_1 et C_2 d'un côté de l'équation, on peut alors représenter ce système à l'aide de matrices.

Ensuite, Excel permettant la résolution matricielle, il est alors aisé de trouver les valeurs pour C_1 et C_2 .

$$\begin{pmatrix} 12 & 1 \\ 18 & 1 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} (g + q) \frac{12^4}{24} - (R_1 + R_2 + R_3 + ql) \cdot \frac{12^3}{6} + (R_2 \cdot l + 2R_3 \cdot l + q \cdot \frac{3l^2}{2}) \cdot \frac{12^2}{2} \\ (g + q) \frac{18^4}{24} - (R_1 + R_2 + R_3 + ql) \cdot \frac{18^3}{6} + (R_2 \cdot l + 2R_3 \cdot l + q \cdot \frac{3l^2}{2}) \cdot \frac{18^2}{2} \end{pmatrix} \quad (A.20)$$

Ce système devient :

$$\begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 12 & 1 \\ 18 & 1 \end{pmatrix}^{-1} \cdot \begin{pmatrix} (g + q) \frac{12^4}{24} - (R_1 + R_2 + R_3 + ql) \cdot \frac{12^3}{6} + (R_2 \cdot l + 2R_3 \cdot l + q \cdot \frac{3l^2}{2}) \cdot \frac{12^2}{2} \\ (g + q) \frac{18^4}{24} - (R_1 + R_2 + R_3 + ql) \cdot \frac{18^3}{6} + (R_2 \cdot l + 2R_3 \cdot l + q \cdot \frac{3l^2}{2}) \cdot \frac{18^2}{2} \end{pmatrix} \quad (A.21)$$

pour finalement donner les valeurs $C_1 = 3711,7$ et $C_2 = -12436,0$.

Je dispose maintenant de toutes les données pour calculer la flèche dans la travée centrale de la poutre. Comme celle-ci est chargée de manière symétrique, je ne dois donc pas chercher l'abscisse où la flèche sera maximale; elle se trouvera à $x = 15[m]$.

Je reprends donc l'équation A.11, dans laquelle tous les éléments sont connus et j'obtiens une flèche pour un plancher extérieur de $\nu(x = 15m) = 18,0[mm]$ qui est donc bien plus faible que les 20mm maximum souhaités.

Pour information, le panneau CLT 180L5s en toiture fléchit de $\nu(x = 15m) = 22,4[mm]$. Par contre, en plancher d'intérieur, le critère de flèche à court terme est respecté pour du CLT 180 L5S; la flèche sous ces conditions vaut $\nu(x = 15m) = 18,8[mm]$.

A.3.2 ELS LT (Long Terme)

La flèche à long terme correspond à la flèche instantanée plus la flèche due au fluage du bois. Je désire que cette flèche reste en deçà de la flèche maximale

autorisée à long terme, à savoir 1/250 équivalant à 24mm.

Elle se calcule à l'aide d'un facteur de déformation, k_{def} , qui intervient dans le calcul des combinaisons de charge.

Le manuel technique proHolz spécialisé dans le CLT prescrit $k_{def} = 0,8$ pour du CLT en classe de service 1^{6, 7}.

La procédure pour le calcul de flèche à long terme se fait de la même manière que pour le calcul de flèche à court terme mais je dois d'abord redéfinir les charges appliquées sur chacune des travées.

Pour ce faire, j'utilise la formule donnée dans le cours sur les structures en bois, dispensé à l'UCLouvain :

$$(1 + k_{def}) \sum_j G_j + \left(Q_{dom} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} Q_i \right) + k_{def} \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_i \quad (\text{A.22})$$

Dans cette formule, on retrouve la formule A.9 à laquelle on ajoute une nouvelle fois les charges permanentes affectées par le facteur de déformation k_{def} et toutes les charges variables affectées par le facteur k_{def} et le coefficient $\psi_{2,i}$.

Le coefficient $\psi_{2,i}$ est un coefficient qui signifie que les charges variables sont considérées comme quasi-permanentes. Il est disponible dans le tableau à la figure A.6 et on y voit que pour les charges de bureaux : $\psi_2 = 0,3$ et que pour les charges liées à la neige : $\psi_2 = 0$.

Du coup, les travées 2 et 4 soumises uniquement aux charges permanentes, ne subissent que les charges en question pondérées. Cela donne

$$q_1 = (1 + 0,8) \cdot (1 + 1,5) = 4,5[kN/m]$$

Pour les travées 1, 3 et 5, elles subissent l'entièreté de l'équation qui donne

$$q_2 = (1 + 0,8) \cdot (1 + 1,5) + (4 + 0,5 \cdot 1,7) + 0,8 \cdot (0,3 \cdot 4 + 0 \cdot 1,7) = 10,31[kN/m]$$

À l'aide des figures A.3 et A.11, on peut maintenant définir les différentes réactions aux appuis, disponibles à la figure A.15.

Je donne un rapide rappel chiffré de la procédure :

$$R_1 = 0,397 \cdot 4,5 + 0,453 \cdot (10,31 - 4,5) = 26,49[kN]$$

6. La classe de service donne une idée sur l'exposition du bois à l'humidité. Une classe de service 1 signifie que le bois n'est pas exposé à l'humidité.

7. Dans l'Eurocode 5, pour une classe de service 1, le bois lamellé collé et le bois massif se voient attribuer un facteur de déformation $k_{def} = 0,6$. Cela représente quand même une petite différence notable.

	ELS LT
travées 1, 3 et 5 [kN/m]	10.31
travées 2 et 4 [kN/m]	4.5
	R [kN]
1	26.49
2	51.60
3	41.69
4	41.69
5	51.60
6	26.49

Figure A.15 – Réactions aux appuis pour les calculs à l'ELS LT.

Pour calculer la flèche à long terme, je procède donc de la même manière que pour la flèche à court terme. Je tiens donc à résoudre l'équation A.11.

$E_{0,mean}$ et $I_{0,eff}$ sont déjà connus et le moment fléchissant évolue le long de la poutre de la même manière qu'à court terme. Seulement g et q diffèrent dans l'équation A.17. Ces 2 données valent cette fois : $g = 4,5[kN/m]$ et $q = (10,31 - 4,5) = 5,81[kN/m]$. Je continue alors à résoudre la procédure et au terme de l'équation A.21, j'obtiens $C_1 = 5256,3$ et $C_2 = -17802,6$.

Finalement, je trouve une flèche $\nu(x = 15m) = 22,6[mm]$ qui est effectivement inférieure à la flèche maximale de 24mm.

Pour information, le panneau d'une épaisseur inférieure, le CLT 180 L5s (proposé par Stora Enso) ne convient pas en toiture car sa flèche vaut alors $\nu(x = 15m) = 28,1[mm]$. En plancher d'intérieur, la flèche du panneau CLT 180 L5S vaut $\nu(x = 15m) = 24,5[mm]$ très légèrement supérieure à 24mm et de ce fait, ne convient pas non plus.

A.4 Calcul RF (Résistance au Feu)

Ce dernier critère à respecter pour le dimensionnement de panneaux CLT fonctionne de la même manière que les calculs à l'ELU. En effet, ce sont les mêmes calculs mais avec une section de CLT réduite. Ce sont donc les dimensions du CLT et les paramètres qui en découlent qui sont touchés. Comme on désire un bâtiment qui résiste au feu pendant au moins 1 heure, je vais travailler avec la section de CLT qu'il reste après qu'elle ait été soumise au feu pendant ce laps de temps.

Tout d'abord, pour procéder de la même manière que précédemment, je calcule le moment maximal et l'effort tranchant maximal auquel le CLT doit être capable de résister.

Comme précédemment, on cherche à connaître les charges pondérées appliquées

sur la structure. Grâce au cours de structures en bois dispensé à l'UCLouvain, je dispose de la formule qui pondère les charges :

$$\sum_j G_j + A_d + \left(\psi_1 Q_{dom} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} Q_i \right) \quad (\text{A.23})$$

avec A_d qui représente la charge accidentelle et qui vaut 0 en cas d'incendie. Le nouveau coefficient ψ_1 est un coefficient appliqué aux charges variables fréquentes. Il se trouve dans le tableau de la figure A.6 et vaut 0,5 pour un bâtiment de bureaux. Puisqu'on est intéressé par la distribution de charges qui donne le moment maximal et l'effort tranchant maximal dans la structure, on se penche à nouveau sur la distribution de charges données pour les calculs de résistance à l'ELU qui allaient dans ce sens aussi.

Les travées 3 et 5 sont donc chargées exclusivement de charges permanentes donc les charges pondérées donnent :

$$q_1 = 1 + 1,5 = 2,5[kN/m]$$

Les travées 1, 2 et 4 subissent l'entièreté des charges qui une fois pondérées donnent

$$q_2 = 1 + 1,5 + 0 + (0,5 \cdot 4 + 0 \cdot 1,7) = 4,5[kN/m]$$

On calcule ensuite les réactions aux appuis à l'aide des figures A.3 et A.5. Un exemple chiffré donne :

$$R_1 = 0,397 \cdot 2,5 + 0,376 \cdot (4,5 - 2,5) = 10,46[kN/m]$$

Toutes les réactions aux appuis sont disponibles à la figure A.16.

	Accidentelle
travées 1, 2 et 4 [kN/m]	4.5
travées 3 et 5 [kN/m]	2.5
	R [kN]
1	10.46
2	30.99
3	19.82
4	21.31
5	23.13
6	5.28

Figure A.16 – Réactions aux appuis pour les calculs sous charge accidentelle.

Pour trouver le moment maximal qui se situe à l'appui 2, on peut à nouveau s'aider des figures A.3 et A.5 qui donnent également l'expression des moments fléchissants en certains points de la poutre. Pour l'appui 2, nous avons donc

$$M_{max} = 0,103 \cdot 2,5 \cdot 6^2 + 0,124 \cdot (4,5 - 2,5) \cdot 6^2 = 18,23[kN.m]$$

L'effort tranchant qui lui est associé se trouve être également l'effort tranchant maximal possible dans cette poutre et vaut

$$V_{max} = R_2 = 30,99[kN]$$

À présent, je peux entamer les calculs de résistance.

Stora Enso dédie un document à la résistance au feu des panneaux CLT [68] dont je me suis grandement inspiré⁸.

Je reprends donc, dans un premier temps, la formule du moment résistant du CLT (équation A.2) introduite pour les calculs à l'ELU et je l'adapte à la situation :

$$M_{Rd,fi} = \left(k_{mod,fi} \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} \right) \cdot W_{net} \quad (A.24)$$

Comme on l'aperçoit rapidement plusieurs changements ont été adoptés. Je les passe donc rapidement en revue :

- $k_{mod,fi}$ est le coefficient de modification en cas de feu, il vaut maintenant 1,0,
- k_{fi} est un coefficient appliqué sur la résistance caractéristique ; les fractiles sont désormais pris au delà de 20% (non plus 5%) ; ce coefficient vaut 1,15,
- $\gamma_{M,fi}$ est le coefficient de sécurité égal à 1 en cas d'incendie,
- W_{net} est le nouveau module d'inertie que je dois calculer pour une section réduite.

Pour calculer le nouveau module d'inertie, je dois donc dans un premier temps définir la section réduite du panneau CLT.

Je considère que lorsqu'un incendie commence à un étage du bâtiment, c'est la surface inférieure du CLT au plafond qui est exposée au feu. Je regarde donc comment réagit le CLT exposé à un feu sur une seule face.

Dans le document sur le feu fourni par Stora Enso, j'apprends que la première couche se carbonise à vitesse $\beta_0 = 0,65 \text{ mm/min}$. Par la suite, j'apprends que toutes couches additionnelles qui prennent feu se carbonisent à une vitesse de $1,3 \text{ mm/min}$ sur une hauteur de 25 mm ; ensuite elles se carbonisent à nouveau à une vitesse de $0,65 \text{ mm/min}$ jusqu'à la couche suivante.

Un schéma représente l'évolution des vitesses de carbonisation à la figure A.17.

8. La méthode expliquée par Stora Enso est en fait la même que celle exposée dans le manuel technique proHolz.

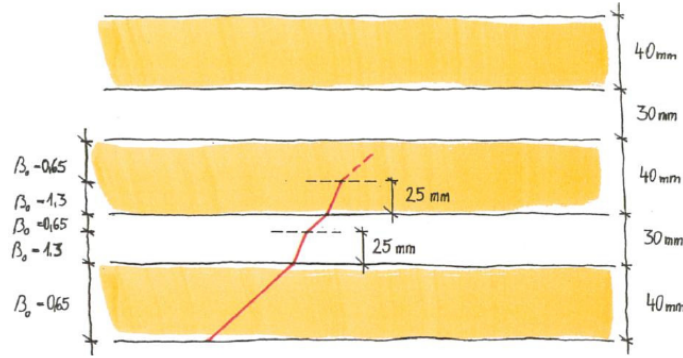


Figure A.17 – Vitesses de carbonisation des couches d'un panneau CLT.

Concernant le cas que j'étudie, je désire un panneau CLT résistant pendant 60 minutes à un incendie et la première couche du CLT est épaisse de 40mm. Je regarde donc combien de temps il faut pour carboniser cette couche :

$$t = \frac{40[mm]}{0,65[mm/min]} = 61,5[min]$$

Je tire donc de ce résultat que la première couche ne se carbonise pas entièrement sur les 60 minutes. Il y a en fait exactement 39mm de CLT qui se consume sur la première heure d'incendie.

Mon panneau CLT n'est désormais plus symétrique. Je dois donc calculer ces nouvelles propriétés géométriques.

Premièrement, je trouve son nouveau centre de gravité depuis la surface supérieure du panneau grâce à la formule donnée par proHolz (qui, pour rappel, ne considère que les couches parallèles au sens de la portée du plancher) selon la figure A.9 :

$$y_G = \frac{\sum \frac{E_i}{E_c} \cdot b_i \cdot d_i \cdot o_i}{\sum \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i} \quad (A.25)$$

Comme E_i des couches transversales est pris égal à 0, je n'ai que 3 couches à considérer ; les 2 premières font 40mm d'épaisseur et la dernière fait 1mm d'épaisseur.

J'applique la formule et j'obtiens le résultat suivant : $y_g = 61,2[mm]$ (depuis la surface supérieure du CLT).

Je dois à présent calculer le moment d'inertie grâce à la formule A.4. J'obtiens alors $I_{0,net} = 148,6 * 10^6[mm^4]$.

Il me faut un dernier élément pour calculer W_{net} , la distance maximale entre le centre de gravité de la section réduite et la surface supérieure ou inférieure du panneau. Cette distance est maximale entre la surface inférieure et le centre de

gravité et vaut 99,8mm.

Finalement $W_{net} = 1,5 * 10^6 [mm^3]$.

J'ai désormais tout à disposition pour calculer le moment résistant au feu après 1 heure d'incendie :

$$M_{Rd,fi} = \left(1,0 \cdot \frac{1,15 \cdot 24 [MPa]}{1,0} \right) \cdot 1,5 * 10^6 [mm^3] = 41,1 [kN.m]$$

Ce moment résistant est 2,26 fois plus élevé que le moment maximal auquel il doit résister.

Maintenant que la résistance au moment est vérifiée, je me penche dès lors sur la résistance à l'effort tranchant.

Je désire donc vérifier que le cisaillement roulant est bel et bien plus faible que ce que la section réduite peut se permettre. Pour ce faire je reprends l'équation A.5 que j'adapte à la situation d'incendie :

$$V_{Rd,fi} = \frac{I_{0,net} \cdot b}{S_{0,R,net}} \cdot k_{mod,fi} \cdot \frac{k_i \cdot f_{r,k}}{\gamma_{M,fi}} \quad (A.26)$$

Je dois donc définir $S_{0,R,net}$ pour la section réduite et je serai alors en mesure de résoudre cette nouvelle équation. Le moment statique $S_{0,R,net}$ a déjà été défini plus haut (équation A.6). Quand je l'adapte à ma section réduite, seul le paramètre a_i change, du fait que le centre de gravité a changé de position. J'obtiens alors :

$$S_{0,R,net} = 1000 \cdot 40 \cdot (61,2 - 20) = 1,65 * 10^6 [mm^3]$$

L'effort tranchant que peut reprendre la section réduite pour satisfaire au cisaillement roulant, s'exprime alors de la manière suivante :

$$V_{Rd,fi} = \frac{148,6 * 10^6 [mm^4] \cdot 1000 [mm]}{1,65 * 10^6 [mm^3]} \cdot 1,0 \cdot \frac{1,15 \cdot 1,25 [MPa]}{1,0} = 129,5 [kN]$$

Cet effort tranchant résistant est 4,18 fois plus élevé que l'effort tranchant appliqué. Pour terminer, je vérifie également que la résistance à l'effort tranchant sur l'entièreté de la section est aussi supérieure à l'effort tranchant appliqué. Pour ce faire je reprends l'équation A.7 que j'adapte légèrement en cas d'incendie :

$$V_{Rd,fi} = \frac{I_{0,net} \cdot b}{S_{0,V,net}} \cdot k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_{M,fi}} \quad (A.27)$$

Dans cette équation, il reste à définir $S_{0,V,net}$, le moment statique sur l'entièreté de la section réduite. Comme il y a 3 couches dans le sens de la portée du plancher

mais que la section n'est plus symétrique, la formule simplifiée nécessaire pour calculer ce moment statique est la suivante :

$$S_{0,V,net} = b \cdot (d_1 \cdot a_1 + d_2 \cdot a_2 + d_3 \cdot a_3)$$

Le moment statique vaut alors : $S_{0,V,net} = 3,30 \cdot 10^6 [mm^3]$.

Finalement l'effort tranchant résistant sur l'entièreté de la section réduite vaut :

$$V_{Rd,fi} = \frac{148,6 \cdot 10^6 [mm^4] \cdot 1000 [mm]}{3,30 \cdot 10^6 [mm^3]} \cdot 1,0 \cdot \frac{1,15 \cdot 4,0 [MPa]}{1,0} = 207,2 [kN]$$

Cet effort tranchant résistant est 6,69 fois plus élevé que l'effort tranchant appliqué.

Les résistances au moment fléchissant et à l'effort tranchant sont maintenant vérifiées. Si l'on suit la même procédure que le dimensionnement à l'ELU, il serait logique de regarder ce qu'il en est de la résistance à la compression perpendiculaire des fibres au niveau des appuis. Si on regarde de plus près la formule A.8, on voit qu'elle ne dépend pas de l'épaisseur du panneau CLT. En outre, $k_{mod,fi}$ est plus grand que k_{mod} , ensuite $\gamma_{M,fi}$ est plus petit que γ_M et les résistances caractéristiques sont augmentées du facteur k_i donc les résistances à la compression perpendiculaire aux appuis se verraient augmentées. Cela n'a pas de sens, donc ce critère n'est pas analysé pour le dimensionnement au feu.

Donc le panneau CLT200 L5s est bel et bien résistant à un incendie pour une durée d'au moins 1heure.

Comme il a pu être constaté, ce sont les critères de flèches qui définissent quels panneaux CLT utiliser pour le plancher du bâtiment.

À titre d'information, le panneau d'épaisseur minimale nécessaire au dimensionnement à l'ELU est le CLT140 L5s. Pour une résistance au feu d'une heure, il faut prendre le panneau CLT d'une gamme supérieure c'est-à-dire le CLT 160 L5s. Les panneaux CLT200 L5s sont donc forts résistants.

A.5 Effort tranchant maximal dans la connexion rotulée

Pour finir, j'ai aussi voulu connaître quel était l'effort tranchant maximal dans la connexion rotulée dans mon plancher.

Pour ce faire, j'ai dessiné la ligne d'influence qui me permet de savoir où appliquer les charges variables pour avoir l'effort tranchant maximal là où je le désire (voir la figure A.18).

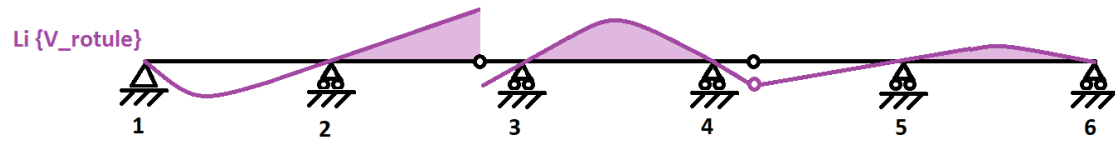


Figure A.18 – Ligne d'influence pour connaître l'effort tranchant maximal dans les connexions rotulées.

Ensuite, je procède de la même manière qu'avant. J'utilise la méthode des forces pour déterminer les réactions aux appuis de la poutre chargée uniquement par les charges variables selon le constat fait avec la ligne d'influence. J'obtiens alors les résultats à la figure A.19.

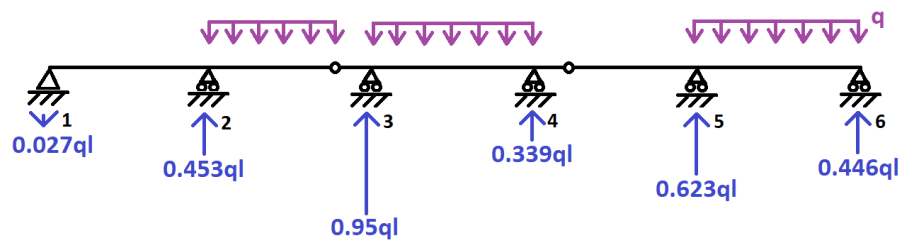


Figure A.19 – Réactions aux appuis pour la poutre soumise uniquement aux charges variables comme représentées.

À l'aide des charges q définies à l'ELU, je peux alors déterminer les réactions d'appuis de la poutre soumise aux charges permanentes et variables (figure A.20).

	R [kN]
1	6.86
2	42.59
3	61.22
4	34.57
5	49.99
6	27.51

Figure A.20 – Réactions aux appuis de la poutre soumise aux charges permanentes et variables afin de déterminer l'effort tranchant maximal dans les rotules.

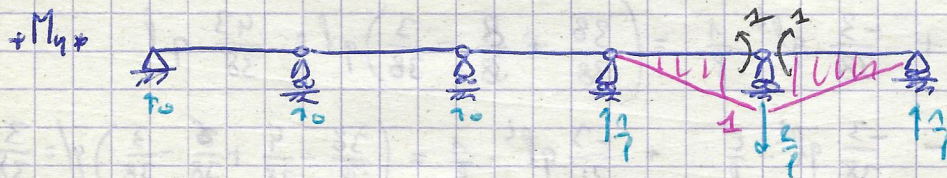
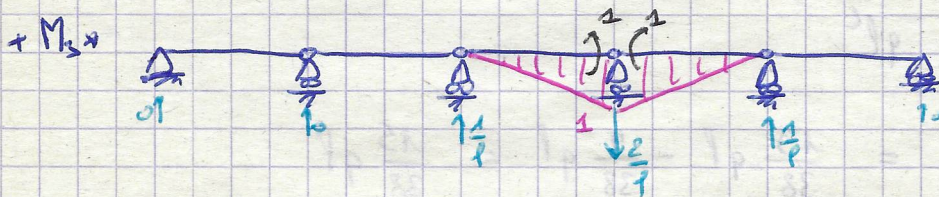
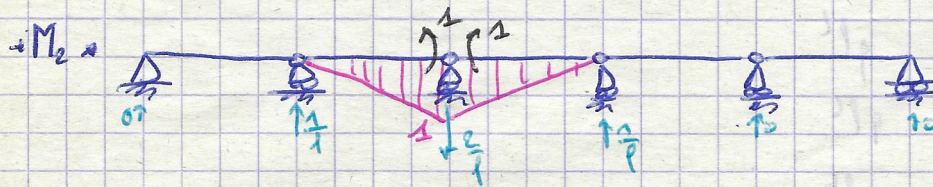
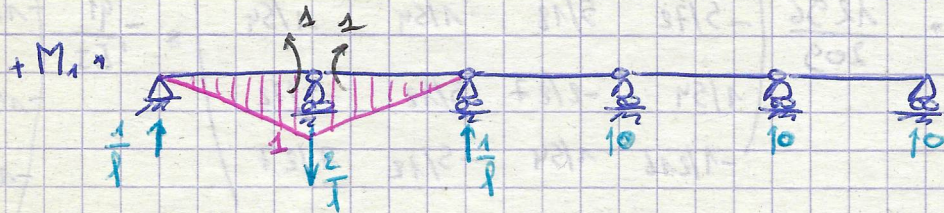
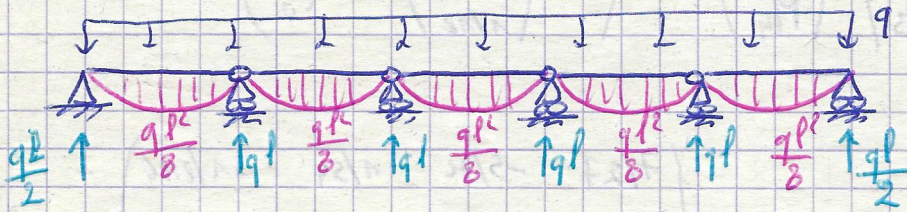
Finalement, l'effort tranchant maximal dans la rotule vaut :

$$\begin{aligned}
 V_{max,rotule} &= R_1 + R_2 - q_1 \cdot 10,7 - (q_2 - q_1) \cdot (10,7 - 6) \\
 &= 6,86 + 42,59 - 3,375 \cdot 10,7 - (10,65 - 3,375) \cdot (10,7 - 6) \\
 &= 20,86[kN]
 \end{aligned}$$

Il faudra donc joindre les panneaux CLT bout à bout avec des connexions capables de reprendre 20,86kN sur 1m.



=



$$S_{11}^0 = \frac{2l}{EI} \cdot \frac{1}{3} \cdot (1 \cdot 1) = \frac{2l}{3EI} = S_{22}^0 = S_{33}^0 = S_{44}^0$$

$$S_{12}^0 = \frac{l}{EI} \cdot \frac{1}{6} (1 \cdot 1) = \frac{l}{6EI} = S_{23}^0 = S_{34}^0$$

$$S_{13}^0 = S_{14}^0 = 0 = S_{24}^0$$

$$S_{1,2l}^0 = \frac{2l}{EI} \cdot \frac{1}{3} \left(\frac{ql^2}{8} \cdot 1 \right) = \frac{ql^3}{12EI} = S_{2,2l}^0 = S_{3,2l}^0 = S_{4,2l}^0$$

$$2l \cdot \frac{1}{3} + l \cdot R_B = 0 \Rightarrow R_B = -\frac{2}{3}$$

$$\frac{1}{EI} \begin{pmatrix} 2/3 & 1/6 & 0 & 0 \\ 1/6 & 2/3 & 1/6 & 0 \\ 0 & 1/6 & 2/3 & 1/6 \\ 0 & 0 & 1/6 & 2/3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{pmatrix} + \frac{ql^3}{EI} \begin{pmatrix} 1/12 \\ 1/12 \\ 1/12 \\ 1/12 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{pmatrix} = \frac{1296}{209} \begin{pmatrix} 7/27 & -5/72 & 1/54 & -1/216 \\ -5/72 & 5/18 & -2/27 & 1/54 \\ 1/54 & -2/27 & 5/18 & -5/72 \\ -1/216 & 1/54 & -5/72 & 7/27 \end{pmatrix} * ql^2 \begin{pmatrix} -1/12 \\ -1/12 \\ -1/12 \\ -1/12 \end{pmatrix}$$

$$M_1 = -2/19 \quad ql^2$$

$$M_2 = -3/38 \quad ql^2$$

$$M_3 = -3/38 \quad ql^2$$

$$M_4 = -2/19 \quad ql^2$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{ql}{2} + \frac{-2}{19} ql^2 \cdot \frac{1}{l} = \frac{19}{38} ql - \frac{4}{38} ql = \frac{15}{38} ql$$

$$R_B = ql - \frac{-2}{19} ql^2 \cdot \frac{2}{l} + \frac{-3}{38} ql^2 \cdot \frac{1}{l} = \left(\frac{38}{38} + \frac{8}{38} - \frac{3}{38} \right) ql = \frac{43}{38} ql$$

$$R_C = ql + \frac{-2}{19} ql^2 \cdot \frac{1}{l} - \frac{-3}{38} ql^2 \cdot \frac{2}{l} + \frac{-3}{38} ql^2 \cdot \frac{1}{l} = \left(\frac{38}{38} - \frac{4}{38} + \frac{6}{38} - \frac{3}{38} \right) ql = \frac{37}{38} ql$$

$$R_D = ql + \frac{-3}{38} ql^2 \cdot \frac{1}{l} - \frac{-3}{38} ql^2 \cdot \frac{2}{l} + \frac{-2}{19} ql^2 \cdot \frac{1}{l} = \left(\frac{38}{38} - \frac{3}{38} + \frac{6}{38} - \frac{4}{38} \right) ql = \frac{37}{38} ql$$

APPENDICE B

Dimensionnement du connecteur

Cette annexe présente les calculs effectués pour obtenir la résistance au cisaillement des connecteurs.

Les calculs se basent en grande partie sur l'Eurocode 5 [51] et sur les précisions apportées par le document technique fait par proHolz [57] pour les valeurs propres au CLT. Ce deuxième document reprend en fait les formules proposées par Blass & Uibel exposées dans ce mémoire à la section 2.2.1.

Je reprends rapidement la situation que j'étudie et la présente à la figure B.1. Je désire donc connecter les matériaux CLT et acier en insérant des vis par dessous la semelle supérieure du profilé, qui remontent dans le plancher en CLT. Ces vis sont insérées par paire, de part et d'autre de l'âme de la poutre et sur tout son long. Afin de connaître la résistance des connexions acier/CLT, je dois d'abord définir quel connecteur spécifique j'utilise. Pour commencer les calculs, je dois donc attribuer des valeurs aux 3 paramètres de base, à savoir le diamètre de la vis, sa longueur et sa classe de résistance. On peut manipuler ces 3 paramètres dans les limites du possible afin de choisir les vis qui nous conviennent le mieux.

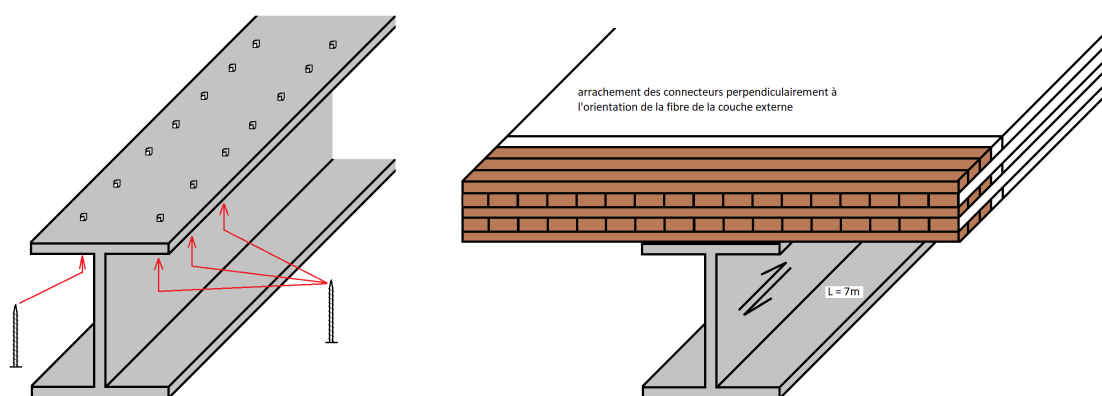


Figure B.1 – Représentation de la connexion acier-CLT.

Je présente donc les calculs et les valeurs chiffrées pour des vis de 14mm de diamètre, longues de 160mm et de classe de résistance 4.6.

Pour information, une classe de résistance 4.6 signifie que la limite d'élasticité du connecteur vaut : $f_y = 4 \cdot 6 \cdot 10 = 240 MPa$ et sa résistance à la rupture vaut : $f_u = 4 \cdot 100 = 400 MPa$.

Je vais donc voir au chapitre 8 de l'Eurocode 5 pour voir comment on dimensionne les assemblages bois-métal soumis à un simple cisaillement.

Les calculs de résistance dépendent de l'épaisseur de la plaque métallique avec laquelle on travaille. Comme je travaille avec un profilé en acier, je ne considère que la semelle supérieure du profilé. Pour un profilé IPE400, l'épaisseur de la semelle vaut : $t_f = 13,5 mm$. Je compare ensuite cette épaisseur au diamètre de mon connecteur :

- si $t_f \leq 0,5d$ alors la plaque est considérée comme mince,
- si $t_f \geq d$ alors la plaque est considérée comme épaisse,
- si t_f se situe entre les 2 valeurs juste décrites alors il s'agit d'une plaque intermédiaire.

Dans mon cas, $t_f = 13,5 mm$ est plus grand que $14/2$ et plus petit que 14, je suis donc dans le cas d'une plaque métallique intermédiaire.

Les formules qui suivent sont données par connecteur pour les plaques minces et épaisses. Pour les plaques intermédiaires, il faut faire une interpolation linéaire.

Pour une plaque métallique mince, la résistance se calcule selon :

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ 0,4 f_{h,k} t_1 d, 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right\} \quad (B.1)$$

Pour une plaque épaisse, la résistance se calcule selon :

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right\} \quad (B.2)$$

où les différents paramètres sont définis comme tels :

- $f_{h,k}$, la portance locale du bois. Pour du CLT, elle se calcule selon la formule 2.11 et est reprise dans le document technique de proHolz :

$$f_{h,k} = 0,019 \cdot \rho_{B,k}^{1,24} \cdot d^{-0,3} \quad (B.3)$$

où $\rho_{B,k}$ est la densité caractéristique du bois, pour du CLT C24, il est recommandé d'utiliser $\rho_{B,k} = 350 kg/m^3$.

Donc :

$$f_{h,k} = 0,019 \cdot 350^{1,24} \cdot 14^{-0,3} = 12,3 [MPa]$$

-
- t_1 est la profondeur de pénétration de la vis dans l'élément en bois. Elle ne peut pas dépasser l'épaisseur du bois (naturellement), doit valoir au moins l'épaisseur de 3 couches de CLT ($40 + 40 + 40 = 120mm$ pour du CLT200 L5s) et au moins 8 fois le diamètre de la vis ($8 \cdot 14 = 112mm$) selon proHolz. Dans mon cas : $t_1 = 160 - 13,5 = 146,5[mm]$ et respecte les 3 conditions énoncées.
 - $M_{y,Rk}$ est l'écoulement plastique de la vis. Pour les pointes à section circulaire, l'Eurocode 5 fournit la formule :

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_u d^{2,6} \quad (B.4)$$

Donc dans mon cas :

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 400 \cdot 14^2,6 = 114581[N.mm]$$

- $F_{ax,Rk}$ est la capacité d'arrachement de la vis. Pour des vis insérées perpendiculairement à la surface, elle se calcule selon la formule 2.8 et est reprise dans le document technique de proHolz :

$$F_{ax,Rk} = 31 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9} \quad (B.5)$$

avec $l_{ef} = t_1$, la longueur de pénétration. Donc :

$$F_{ax,Rk} = 31 \cdot 14^{0,8} \cdot 146,5^{0,9} = 22778[N]$$

En insérant tous ces paramètres dans les équations définissant la résistance de l'assemblage, j'obtiens :

Pour une plaque mince :

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \cdot 12,3 \cdot 146,5 \cdot 14 = 10083 \\ 1,15 \sqrt{2 \cdot 114581 \cdot 12,3 \cdot 14 + \frac{22778^2}{4}} = 12916 \end{array} \right. = 10083[N]$$

Pour une plaque épaisse :

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12,3 \cdot 146,5 \cdot 14 = 25207 \\ 2,3 \sqrt{114581 \cdot 12,3 \cdot 14 + \frac{22778^2}{4}} = 15907 \\ 12,3 \cdot 146,5 \cdot 14 \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 114581}{12,3 \cdot 14 \cdot 146,5^2}} - 1 \right] + \frac{22778^2}{4} = 17225 \end{array} \right. = 15907[N]$$

Comme j'étudie un assemblage bois-métal avec une plaque intermédiaire, je fais une interpolation linéaire entre ces 2 valeurs :

$$F_{v,Rk} = \left(10083 + \frac{13,5 - 0,5 \cdot 14}{14 - 0,5 \cdot 14} \cdot (15907 - 10083) \right) \cdot 10^{-3} = 15,49[kN]$$

La valeur trouvée à l'instant correspond à la résistance caractéristique d'un assemblage bois-métal par plan de cisaillement et par organe. Comme je désire la résistance de dimensionnement pour une paire de vis, je dois encore appliquer un facteur 2, le coefficient réducteur k_{mod} et le coefficient de sécurité γ_M à la valeur trouvée :

$$F_{v,Rd} = 2 \cdot \left(k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} \right) \quad (B.6)$$

où γ_M vaut 1,3 pour les calculs de connexion [57] et k_{mod} vaut 0,8 pour le bois de classe d'utilisation 1.

$$F_{v,Rd} = 2 \cdot \left(0,8 \cdot \frac{15,5}{1,3} \right) = 19,1[kN]$$

Désormais je connais la résistance pour une paire de vis de 14mm de diamètre, longue de 160mm et de classe de résistance 4.6. Je suis aussi capable de calculer la résistance de paires de vis avec n'importe quelles dimensions selon le même raisonnement.

Si je désire connaître la force maximale que peuvent reprendre ces paires de vis réparties tout le long de la poutre, j'étudie cet effort sur une demi-longueur puisque le moment maximal à reprendre est distribué sur une demi-longueur et que l'effort tranchant a une distribution triangulaire comme on peut le voir à la figure B.2.

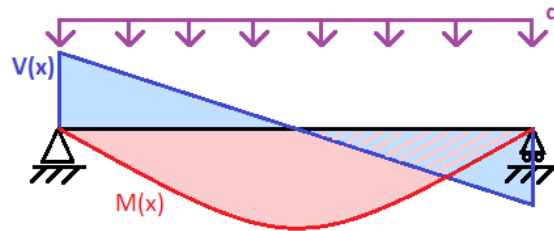


Figure B.2 – Distribution du moment et de l'effort tranchant le long d'une poutre isostatique chargée uniformément sur sa longueur.

Pour le dimensionnement des profilés en acier, je travaille avec des poutres qui reposent sur 2 appuis en leurs extrémités. Comme il s'agit de poutres isostatiques, je calcule la résistance au cisaillement des vis sur une demi-longueur de poutre. Pour avoir la force maximale, je sépare les paires de vis de la distance minimale à respecter. Dans le cas que j'étudie, les couches externes du CLT sont perpendiculaires au sens de portée de la poutre, donc la force de cisaillement entre l'acier et le CLT est perpendiculaire à la fibre des couches externes du CLT (comme l'indiquent les flèches sur la figure B.1). Les vis sont également disposées perpendiculairement au sens de la fibre des couches externes. Il en résulte que la distance minimale à respecter entre les vis est de $4 \cdot d = 4 \cdot 14 = 56mm$ comme indiqué dans le tableau

		Load in the	Load at angle α to the	Load transverse to the
		Direction of fibre of the top layer		
Distance	in the direction of fibre of the top layer a_1	$4 \cdot d$	$(4 + \cos \alpha) d$	$5 \cdot d$
	at right angles to the direction of fibre of the top layer a_2	$2,5 \cdot d$	$(2,5 + 1,5 \sin \alpha) d$	$4 \cdot d$
Edge distance	stressed edge of the top layer $a_{3,t}$	$6 \cdot d$	$(7 - \cos \alpha) d$	$7 \cdot d$
	non-stressed edge of the top layer $a_{3,c}$	$6 \cdot d$		
	stressed edge of the transverse layer $a_{4,t}$	$6 \cdot d$	$(6 + \sin \alpha) d$	$7 \cdot d$
	non-stressed edge of the transverse layer $a_{4,c}$	$2,5 \cdot d$		

Figure B.3 – Espacements minimums entre les connecteurs dans la surface du CLT.

à la figure B.3 issu du document technique proHolz. Une fois que je connais la distance minimale entre chaque paire de vis, je peux connaître le nombre maximum (n) de vis que l'on sait disposer sur une demi-longueur de poutre. En général, pour calculer la résistance d'un groupe de vis, on prend un nombre (réduit) efficace de vis (n_{eff}). Mais ici, il n'est pas nécessaire de réduire ce nombre étant donné la structure du CLT et que les vis sont insérées perpendiculairement au panneau [57]. Si la poutre fait 7m de long, on peut alors placer jusqu'à 62 paires de vis (de 14mm de diamètre) sur 3,5m. Lorsque je multiplie ce nombre par la résistance d'une paire de vis, j'obtiens la résistance totale :

$$F_{V, RD} = 62 \cdot 19,1 = 1182[kN]$$

Un récapitulatif des valeurs obtenues est disponible au tableau de la figure B.4.

1. Les cellules jaunes servent à mettre en évidence les valeurs minimales de $F_{v, Rk}$.

diamètre [mm]	14
longueur [mm]	160
classe de résistance	4.6
f _{y,k} [Mpa]	240
f _{u,k} [Mpa]	400
t _f [mm]	13.5
plaque	intermédiaire
ρ _k [kg/m³]	350
f _{h,k} [MPa]	12.3
t ₁ [mm]	146.5
M _{y,Rk} [N.mm]	114581.4
F _{ax,Rk} [N]	22778
pour une plaque métallique mince en simple cisaillement	
F _{v,Rk} (1)	10082.9
F _{v,Rk} (2)	12915.8
F _{v,Rk} [N]	10082.9
pour une plaque métallique épaisse en simple cisaillement	
F _{v,Rk} (1)	25207.2
F _{v,Rk} (2)	15907.0
F _{v,Rk} (3)	17225.2
F _{v,Rk} [N]	15907.0
final	
F _{v,Rk} [kN]	15.49
rangée de 2	30.98
F _{v,Rd} [kN]	19.1
espacement min [mm]	56
n max sur L/2	62
F _{V,Rd} [kN]	1182

Figure B.4 – Récapitulatif des valeurs trouvées pour définir la résistance des paires de vis de 14mm de diamètre, longues de 160mm et de classe de résistance 4.6. ¹

APPENDICE C

Dimensionnement en non-mixte

Cette partie-ci détaille rapidement les calculs employés afin de déterminer le profilé de la poutre en acier sur laquelle repose les panneaux CLT lorsqu'on ne travaille pas en mixte. Les calculs employés sont donc des calculs propres à la résistance des poutres en acier.

Pour procéder j'ai donc suivi le raisonnement enseigné à l'UCLouvain dans le cours "Steel and Composite Steel-Concrete Structures" [34].

Les poutres qui soutiennent le plancher en CLT sont des poutres de 7 m qui reposent sur 2 appuis en leurs extrémités. Il s'agit donc de poutres isostatiques. Les poutres qui satisfont les critères de dimensionnement à l'ELU et à l'ELS sont les poutres IPE 500 et je vais maintenant détailler les calculs qui m'ont permis d'obtenir cette conclusion. Les poutres prises en considération sont des poutres fournies par ArcelorMittal et sont toutes reprises dans leur catalogue : "Profilés et Aciers Marchands - Programme de Vente" [62]. Une illustration d'une poutre en I et des paramètres la définissant est disponible à la figure C.1.

C.1 Résistance à l'ELU

Une poutre chargée uniformément qui repose sur 2 appuis à ses extrémités, a ses réactions aux appuis qui valent $R = ql/2$ et le moment maximum au centre de la travée vaut $M = ql^2/8$. Une représentation graphique (déjà bien connue) est disponible à la figure C.2. La travée a une longueur $l = 7m$, il reste maintenant à définir la charge par unité de longueur "q" afin de quantifier M_{max} , le moment fléchissant maximal et V_{max} , l'effort tranchant maximal au sein de la poutre. Pour ce faire, je désire dimensionner la poutre qui subit les charges les plus contraignantes. Je regarde donc la réaction maximale que j'ai obtenu lors du dimensionnement du panneau CLT à l'ELU. En l'occurrence, il s'agissait de $R_2 = 74,07[kN]$ pour 1m

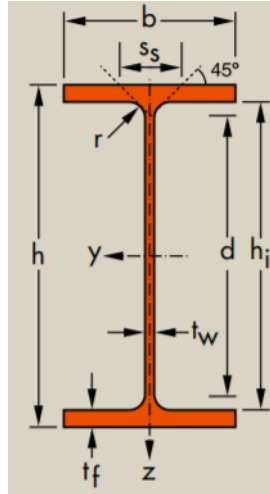


Figure C.1 – Illustration des paramètres définissant une poutre en I.

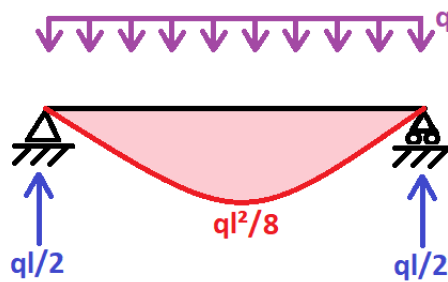


Figure C.2 – Réactions aux appuis et moment fléchissant dans une poutre simple.

de plancher¹.

Pour avoir la charge totale, je prends également en compte le poids propre de la poutre que je pondère avec le facteur 1,35 puisqu'il s'agit d'une charge permanente et que pour rappel, la formule (simplifiée) de combinaisons de charges à l'ELU est la suivante :

$$1,35 \sum_j G_j + 1,5 \left(Q_{dom} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} Q_i \right) \quad (C.1)$$

Puisque je travaille avec une poutre IPE 500, je trouve dans le catalogue d'Arcelor-Mittal que sa masse par unité de longueur vaut 90,7kg/m, ce qui signifie un poids propre de 0,89 kN/m. La charge q à l'ELU vaut donc

$$q = 1,35 * 0,89 + 74,07 = 75,27[kN/m]$$

Le moment maximal vaut alors : $M_{max} = 461,0[kN.m]$.

L'effort tranchant maximal vaut : $V_{max} = 263,4[kN]$.

À présent je calcule la résistance de la poutre. Grâce au catalogue d'Arcelor-Mittal, je sais que le profilé IPE 500 (pour la limite d'élasticité considérée) est de classe de résistance 1, signifiant qu'il peut être analysé dans son domaine plastique et que son moment résistant est donc $M_{pl,Rd}$. La formule décrivant cette résistance est la suivante :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (C.2)$$

où :

- W_{pl} est le module d'inertie plastique et est défini juste en-dessous,
- f_y est la limite d'élasticité de l'acier², elle vaut 275 MPa,
- γ_{M0} est un coefficient de sécurité qui vaut 1,0 dans l'Eurocode 3 (au début de la section 6)[69].

Le module d'inertie plastique, comme énoncé au cours sur l'acier à l'UCLouvain, se calcule de la manière suivante :

$$W_{pl} = \int z \cdot dA = \sum \overline{G_i G} \cdot A_i \quad (C.3)$$

Il s'agit donc de la somme des aires de la section de la poutre multiplié par la distance entre leurs centres de gravité respectives (G_i) et le centre de gravité de l'entièreté de la section (G). En prenant en compte les arrondis qui rejoignent l'âme

1. Cette réaction est obtenue avec les charges déjà pondérées, donc il n'y a pas de coefficients à appliquer lorsque je la reprends pour les calculs à l'ELU de la poutre en acier.

2. Cette limite d'élasticité est choisie en correspondance à la limite d'élasticité utilisée lors du dimensionnement du bâtiment de référence.

aux semelles de la poutre :

$$\begin{aligned}
 W_{pl} &= 2 \cdot \left((h/2 - t_f/2) \cdot (b \cdot t_f) + (h/2 - t_f)/2 \cdot (h/2 - t_f)t_w \right. \\
 &\quad \left. + (h/2 - t_f - r/3) \cdot ((2r)^2 - \pi r^2)/2 \right) \\
 &= 2 \cdot \left((500/2 - 16/2) \cdot (200 \cdot 16) + (500/2 - 16)/2 \cdot (500/2 - 16) \cdot 10,2 \right. \\
 &\quad \left. + (500/2 - 16 - 21/3) \cdot ((2 \cdot 21)^2 - \pi \cdot 21^2)/2 \cdot \right) \cdot 10^{-3} \\
 &= 2193 \cdot 10^3 [mm^3]
 \end{aligned}$$

Le moment résistant vaut donc : $M_{pl,Rd} = 603[kN.m]$ qui est 1,3 fois plus résistant que le moment appliqué.

L'effort tranchant résistant de la poutre IPE 500 se calcule grâce à la formule donnée dans le cours sur l'acier dispensé à l'UCLouvain :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (C.4)$$

avec A_v , une aire réduite de la section car l'effort tranchant est repris par l'âme de la poutre. Une représentation de cette aire est disponible à la figure C.3 et la formule la définissant est donnée ci-dessous :

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad (C.5)$$

Pour un profilé IPE 500, $A_v = 5987[mm^2]$.

La résistance à l'effort tranchant de la section vaut donc : $V_{pl,Rd} = 951[kN]$ qui représente 3,6 fois l'effort tranchant appliqué.

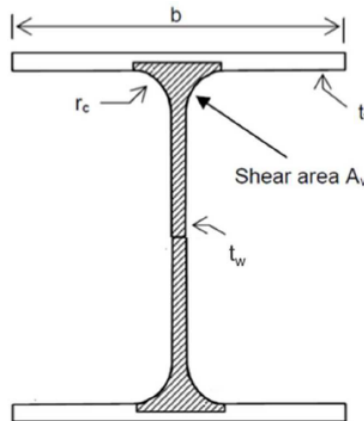


Figure C.3 – Aire de la poutre résistant à l'effort tranchant.

C.2 Critères de flèche à l'ELS

Concernant les critères de flèche, je garde les mêmes que ceux appliqués lors du dimensionnement du plancher en CLT. Je désire donc une flèche plus petite que $l/300 = 23,3mm$ à court terme et une flèche plus petite que $l/250 = 28,0mm$ à long terme.

Je calcule les flèches de ma poutre en acier selon la formule bien connue pour une poutre isostatique :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384(EI)_{eff}} \quad (C.6)$$

Pour connaître la flèche maximale, je désire connaître quelle est la charge "q" la plus élevée que l'on puisse appliquer sur la poutre aux états limites de service. Pour ce faire, je vais voir ma feuille de calcul Excel utilisée pour dimensionner mon panneau CLT (décrite dans l'annexe A).

Pour la flèche à court terme, je désire connaître la réaction aux appuis la plus élevée avec les charges qui lui sont appliquées. Je reprends donc les charges calculées à court terme ($q_1 = 2,5kN/m$ et $q_2 = 7,35kN/m$, voir tableau A.12) auxquelles j'applique les coefficients qui donnent la réaction maximale (coefficients déterminés pour le calcul à l'ELU) :

$$R_2 = 1,127 \cdot 2,5 \cdot 6 + 1,174 \cdot (7,35 - 2,5) \cdot 6 = 51,07[kN]$$

sur 1m de poutre.

J'ajoute ensuite le poids propre du profilé IPE 500 ($0,89kN/m$) et j'obtiens :

$$q_{CT} = 0,89 + 51,07 = 51,96[kN/m]$$

Dans le calcul de flèche, je dois encore définir le dénominateur.

Le module de Young de l'acier vaut : $E = 210000MPa$ et l'inertie de la poutre IPE 500 vaut : $I = 48200 \cdot 10^3[mm^4]$ (cette dernière valeur est disponible dans le catalogue d'ArcelorMittal).

La flèche à court terme vaut alors :

$$f_{max,CT} = \frac{5 \cdot 51,96 \cdot 7000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 48200 \cdot 10^3} = 16,0[mm]$$

Comme je désire une flèche à court terme inférieure à $l/300 = 23,3mm$, ce critère est respecté.

Je fais de même pour la flèche à long terme :

$$R_2 = 1,127 \cdot 4,5 \cdot 6 + 1,174 \cdot (10,31 - 4,5) \cdot 6 = 71,35[kN]$$

sur 1m de poutre

$$\text{Donc : } q_{LT} = 0,89 + 71,35 = 72,24[kN/m]$$

La flèche à long terme vaut alors :

$$f_{max,CT} = \frac{5 \cdot 72,24 \cdot 7000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 48200 \cdot 10^3} = 22,3[mm]$$

Comme je désire une flèche à long terme inférieure à $l/250 = 28,0mm$, ce critère est respecté.

Pour information, le profilé IPE de taille inférieure fourni chez ArcelorMittal est le profilé IPE 450. Pour ce profilé, les calculs de résistance à l'ELU sont respectés, le critère de flèche à court terme est également respecté ($f_{max,CT} = 22,9mm$) mais la flèche à long terme vaut $f_{max,LT} = 31,8mm$ et est donc supérieure aux 28mm tolérés.

C.3 Protection au feu

Concernant la protection au feu, j'ai suivi le document sur la résistance au feu des structures, fait pour la Commission Européenne, qui dimensionne le bâtiment de référence (en mixte acier/béton)[56] et je me suis également aidé de l'Eurocode 3 partie 2 sur la conception des structures métalliques en cas de feu [70].

J'ai dû commencer par définir la charge maximale appliquée sur la poutre en cas d'incendie. Pour la combinaison de charges en cas d'incendie, l'Eurocode 0 donne la formule suivante [65] :

$$E_{fi,d} = \sum_{j \geq 1} G_j + A_d + \psi_{1ou2,dom} \cdot Q_{dom} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_i \quad (C.7)$$

Où A_d représente la charge accidentelle qui vaut 0 lors d'un incendie. Concernant le coefficient devant la charge variable dominante, le document sur lequel je me base utilise $\psi_{2,dom}$ qui équivaut à 0,6 (coefficient pour des actions de catégorie C : lieu de réunion). Je retourne donc dans ma feuille Excel concernant le dimensionnement du panneau CLT afin de connaître la réaction maximale aux appuis maximale en cas d'incendie en suivant la formule introduite ci-dessus. Je trouve alors que la réaction maximale vaut $R = 33,8[kN]$ sur 1mètre (voir figure C.4). J'y ajoute ensuite le poids propre du profilé IPE500 et j'obtiens finalement la charge maximale que l'on peut appliquer sur la poutre isostatique dimensionnante : $q_{max} = 33,81 + 0,89 = 34,70[kN/m]$. Le moment maximal au centre de la poutre vaut alors :

$$M_{max} = 34,7 \cdot 7^2 / 8 = 212,5[kN.m]$$

Et l'effort tranchant maximal vaut :

$$V_{max} = 34,7 \cdot 7 / 2 = 121,4[kN]$$

À présent, je désire savoir si la poutre est capable de résister suffisamment au feu pendant une durée minimale de 1heure. Si ce n'est pas le cas, je calculerai alors l'épaisseur d'isolant qu'il faut lui appliquer pour respecter ce critère.

	Accidentelle
travées 1, 2 et 4 [kN/m]	4.9
travées 3 et 5 [kN/m]	2.5
	R [kN]
1	11.36
2	33.81
3	20.86
4	22.65
5	24.38
6	5.14

Figure C.4 – Valeurs des réactions aux appuis du panneau CLT soumis aux charges accidentelles.

C.3.1 Calculs pour une poutre non protégée

On a vu au début de cette annexe que le moment résistant du profilé (sous conditions normales) vaut :

$$M_{pl,Rd} = 603[kN.m]$$

et l'effort tranchant résistant vaut :

$$V_{pl,Rd} = 951[kN].$$

On en déduit donc le degré d'utilisation de la poutre en acier non protégée à partir des formules suivantes :

$$\mu_{0,M} = \eta_{fi,M} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{M_{fi,d,t}}{M_{rd}} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{212,5}{603,1} \cdot \frac{1,0}{1,0} = 0,352 \quad (C.8)$$

et

$$\mu_{0,V} = \eta_{fi,V} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{V_{fi,d,t}}{V_{rd}} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{121,4,5}{950,6} \cdot \frac{1,0}{1,0} = 0,128 \quad (C.9)$$

Il faut encore ajouter des facteurs d'adaptation kappa aux degrés trouvés. Ces facteurs sont ajoutés afin de prendre en compte la distribution non uniforme de la chaleur au sein de la poutre. Ils sont expliqués au point 4.2.3.3 de la partie 1-2 de l'Eurocode 3 et je les reprends ici :

κ_1 prend en compte la distribution de chaleur dans la section de la poutre et vaut :

- 1,0 pour les poutres exposées sur leurs 4 cotés,
- 0,7 pour les poutres non-protégées exposées sur 3 côtés et un plancher composite ou en béton qui recouvre le 4ème,
- 0,85 pour les poutres protégées exposées sur 3 cotés et un plancher composite ou en béton qui recouvre le 4ème.

κ_2 dépend de l'endroit considéré de la poutre et vaut :

- 0,85 au niveau des appuis d'une poutre hyperstatique,
- 1,0 dans tous les autres cas.

Comme j'étudie d'abord ma poutre non-protégée et recouverte d'un plancher en CLT sur son 4ème coté, j'ai $\kappa_1 = 0,7$ et $\kappa_2 = 1,0$.

Les degrés d'utilisation pour le moment fléchissant et pour l'effort tranchant deviennent respectivement :

$$\mu_{0,M,\kappa} = \mu_{0,M}(\kappa_1\kappa_2) = 0,352 \cdot (0,7 \cdot 1,0) = 0,247$$

et

$$\mu_{0,V,\kappa} = \mu_{0,V} = 0,128 = 0,128$$

Enfin, la valeur finale du degré d'utilisation est la valeur la plus élevée parmi les 2 présentées aci-dessus :

$$\mu_0 = \max(\mu_{0,M,\kappa}; \mu_{0,V,\kappa}) = \max(0,247; 0,128) = 0,247$$

Une fois que je connais le degré d'utilisation de la poutre non protégée, je peux définir la température critique (θ_{cr}) de cette poutre. Cette température critique est la température à laquelle la poutre n'est plus capable de reprendre les charges qui lui sont appliquées.

Je peux calculer cette température de manière approchée grâce à la formule :

$$\theta_{cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674\mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 693,4[^\circ C] \quad (C.10)$$

Ou de manière plus précise, j'utilise le tableau 3.1 de l'Eurocode 3 sur le feu (voir figure C.5) qui met en lien la température critique et le facteur de réduction de la limite d'élasticité de l'acier ($k_{y,\theta}$). Au moment de la rupture de la poutre (à θ_{cr}), le facteur de réduction équivaut au degré d'utilisation (μ_0) déterminé plus haut.

Comme précisé dans le tableau, il faut faire une interpolation linéaire pour trouver les valeurs intermédiaires à celles fournies. Pour $k_{y,\theta} = 0,247$, j'obtiens alors :

$$\theta_{cr} = 700 + (0,247 - 0,23) \cdot \frac{700 - 600}{0,23 - 0,47} = 693,1[^\circ C]$$

Finalement, les 2 valeurs sont proches l'une de l'autre. Maintenant, on désire savoir combien de temps il faut pour atteindre la température critique. Pour ce faire, je dois d'abord définir quelques valeurs.

Le facteur de correction pour l'effet d'ombre (k_{sh}) pour une poutre en I non protégée vaut³ :

$$k_{sh} = 0,9 \frac{(A_m/V)_b}{A_m/V} \quad (C.11)$$

où :

3. Pour toute autre section, le coefficient 0,9 dans l'équation est remplacé par 1[70].

Steel Temperature θ_a	Reduction factors at temperature θ_a relative to the value of f_y or E_a at 20°C		
	Reduction factor (relative to f_y) for effective yield strength	Reduction factor (relative to f_y) for proportional limit	Reduction factor (relative to E_a) for the slope of the linear elastic range
	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	$k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000
NOTE: For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.			

Figure C.5 – Valeurs de $k_{y,\theta}$ en corrélation avec la température de l'acier.

- A_m est la surface exposée au feu du profilé en acier (voir ??). Elle vaut donc :

$$\begin{aligned} A_m &= b + 4t_f + 4((b - t_w)/2 - r) + 4\pi\frac{r}{2} + 2d \\ &= \left(200 + 4 \cdot ((200 - 10,2)/2 - 21) + 4\pi\frac{21}{2} + 2 \cdot 426\right) \cdot 10^{-3} \\ &= 1,544[m^2/m] \end{aligned}$$

- V est le volume du profilé et vaut donc :

$$\begin{aligned} V &= 2bt_f + t_w(h - 2t_f) + ((2r)^2 - \pi r^2) \\ &= \left(2 \cdot 200 \cdot 16 + 10,2 \cdot (500 - 2 \cdot 16) + ((2 \cdot 21)^2 - \pi 21^2)\right) \cdot 10^{-6} \\ &= 11,552 \cdot 10^{-3}[m^3/m] \end{aligned}$$

- l'index b de $(A_m/V)_b$ veut dire que l'on prend le profilé en acier sous forme de boîte, A_m vaut alors :

$$A_m = b + 2h = (200 + 2 \cdot 500) \cdot 10^{-3} = 1,2[m^2/m]$$

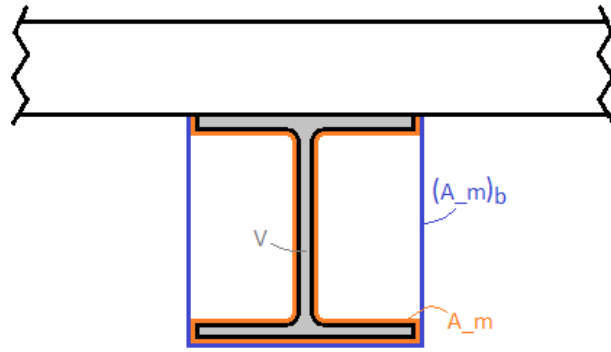


Figure C.6 – Représentation schématique des valeurs calculées ci-dessus.

J'obtiens alors le facteur de section :

$$A_m/V = 1,54/0,012 = 134[1/m]$$

et le facteur de section sous forme de boîte :

$$(A_m/V)_b = 1,2/0,012 = 104[1/m]$$

Enfin :

$$k_{sh} = 0,9 \cdot \frac{104}{134} = 0,7$$

Je définis encore la masse de l'acier : $\rho_a = 7850 kg/m^3$ et la chaleur spécifique de l'acier c_a qui varie en fonction de la température [70]. L'Eurocode 3 sur le feu donne les équations suivantes pour déterminer cette chaleur spécifique (en J/kgK) pour n'importe quelles températures de surface de l'acier θ_a :

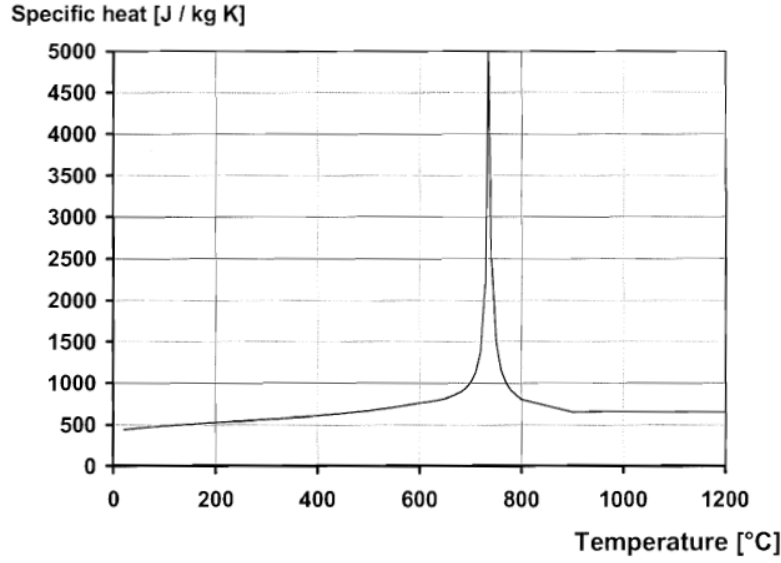


Figure C.7 – Graphe illustrant la variation de la chaleur spécifique de l’acier en fonction de la température.

— pour θ_a entre 20 et 600°C :

$$c_a = 425 + 0,773 \cdot \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \cdot \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \cdot \theta_a^3 \quad (\text{C.12})$$

— pour θ_a entre 600 et 735°C :

$$c_a = 666 + \frac{13002}{732 - \theta_a} \quad (\text{C.13})$$

— pour θ_a entre 735 et 900°C :

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (\text{C.14})$$

— pour θ_a entre 900 et 1200°C :

$$c_a = 650 \quad (\text{C.15})$$

Une illustration de la variation de la chaleur spécifique est disponible à la figure C.7.

Enfin, pour connaître le temps qu’il faut pour atteindre la température critique, il faut se lancer dans un calcul itératif défini ci-dessous :

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{k_{sh}}{c_a \rho_a} \frac{A_m}{V} h_{net,d} \Delta t \quad (\text{C.16})$$

Ce calcul est itératif car $h_{net,d}$, le transfert de chaleur, dépend lui même de l'incrément de la température (tout comme c_a).

Ce transfert de chaleur est défini comme la somme du transfert par radiation ($h_{net,r}$) et par convection ($h_{net,c}$) :

$$h_{net,d} = h_{net,r} + h_{net,c} \quad (C.17)$$

avec :

$$h_{net,r} = 5,67 \cdot 10^{-8} \Phi \varepsilon_{res} \left((\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4 \right) \quad (C.18)$$

et

$$h_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) \quad (C.19)$$

où :

- $5,67 \cdot 10^{-8}$ est une constante physique de Stephan Boltzmann et est exprimée en $W/m^2 K^4$,
- $\Phi = 1$ est un facteur de forme, $\Phi \leq 1$ et pour de nombreux cas, il est pris égal à 1 [56],
- $\varepsilon_{res} = 0,7$ est l'émissivité de la surface de l'élément et est tout le temps pris égal à 0,7 [56],
- $\alpha_c = 25 W/m^2 K$ est le coefficient de transfert de chaleur par convection, il vaut $25 W/m^2 K$ pour un feu traditionnel,
- $\theta_g = 20 + 345 \log(8t + 1)$ avec t défini en minutes, est la température des gaz entourant le profilé selon l'Eurocode 1 partie 1-2 [60],
- θ_a est la température de surface du profilé, c'est cette température qui est incrémentée de $\Delta\theta_{a,t}$.

Et le mieux pour calculer $h_{net,d}$, est de calculer des valeurs intermédiaires [56] entre t_i et t_{i+1} .

Les formules implémentées sont donc les suivantes :

$$h_{net,r} = 5,67 \cdot 10^{-8} \Phi \varepsilon_{res} \left[\frac{(\theta_{g,i} + 273)^4 + (\theta_{g,i+1} + 273)^4}{2} - (\theta_{a,i} + 273)^4 \right] \quad (C.20)$$

et

$$h_{net,c} = \alpha_c \left(\frac{\theta_{g,i} + \theta_{g,i+1}}{2} - \theta_{a,i} \right) \quad (C.21)$$

Le calcul itératif C.16 peut désormais être effectué. Je commence alors les calculs avec une température à la surface du profilé égale à la température initiale des gaz l'entourant, c'est-à-dire $\theta_{a,0} = 20^\circ C$ et j'impose un intervalle de temps Δt de 3 secondes⁴.

Au bout de mon calcul itératif, j'apprends qu'il faut 1302 secondes soit 21 minutes et

4. L'intervalle de temps doit être inférieur ou égal à 5 secondes [70].

42 secondes pour que la température de la poutre atteigne la température critique ($639,1^{\circ}\text{C}$) causant sa rupture. Comme l'on désire un bâtiment résistant au feu pendant au moins 60 minutes, la poutre nécessite d'être protégée.

C.3.2 Calculs pour une poutre protégée

Pour déterminer l'épaisseur de la couche d'isolant qu'il faut appliquer sur la poutre afin qu'elle résiste au feu pendant une heure, je raisonne de manière similaire au cas de la poutre non-protégée. L'isolant est appliqué sous forme de spray et la couche requise a une épaisseur de 8mm. Je décris les calculs effectués ci-dessous. Je commence donc par calculer le degré d'utilisation de la poutre à la rupture. Pour cela, je reprends les degrés $\mu_{0,M}$ et $\mu_{0,V}$ calculés plus haut auxquels j'applique les facteurs kappa pour une poutre protégée.

$\kappa_1 = 0,85$ et $\kappa_2 = 1,0$ donc les degrés d'utilisation pour le moment fléchissant et pour l'effort tranchant deviennent respectivement :

$$\mu_{0,M,\kappa} = \mu_{0,M}(\kappa_1\kappa_2) = 0,352 \cdot (0,85 \cdot 1,0) = 0,300$$

et

$$\mu_{0,V,\kappa} = \mu_{0,V} = 0,128 = 0,128$$

Le degré d'utilisation final est le degré le plus élevé parmi les 2 calculés juste au dessus donc $\mu_0 = 0,3$.

Je peux alors calculer la température critique de la poutre.

(De manière approchée, elle vaut : $\theta_{cr} = 664,0[^{\circ}\text{C}]$).

Plus précisément, grâce au tableau à la figure C.5, elle vaut :

$$\theta_{cr} = 700 + (0,3 - 0,23) \cdot \frac{700 - 600}{0,23 - 0,47} = 671,0[^{\circ}\text{C}]$$

À présent, pour déterminer combien de temps il faut à la poutre pour atteindre cette température critique, je dois encore définir quelques paramètres.

Le facteur de section A_p/V de la poutre protégée équivaut au facteur de section précédent A_m/V . Il vaut donc : $A_p/V = 134[1/m]$.

Concernant l'isolant à appliquer sur la poutre, je reprends celui utilisé dans le document qui dimensionne le bâtiment de référence. Cet isolant se pulvérise sur la poutre et a les caractéristiques suivantes :

- sa densité vaut : $\rho_p = 350\text{kg}/\text{m}^3$,
- sa chaleur spécifique vaut : $c_p = 1200\text{J}/\text{kgK}$,
- sa conductivité thermique vaut : $\lambda_p = 0,12\text{W}/\text{mK}$,
- son épaisseur est définie par la variable d_p et vaut ici 8mm (soit 0,008m).

Enfin, pour connaître le temps qu'il faut pour atteindre la température critique, il faut résoudre le calcul itératif suivant :

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p/d_p}{c_a\rho_a} \frac{A_p}{V} \left(\frac{1}{1 + \phi/3} \right) (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})\Delta t - (e^{\phi/10} - 1)\Delta\theta_{g,t} \quad (\text{C.22})$$

avec :

$$\phi = \frac{c_p\rho_p}{c_a\rho_a} d_p \frac{A_p}{V} \quad (\text{C.23})$$

J'effectue donc les calculs itératifs sur Excel avec un intervalle de temps Δt de 3 secondes⁵. Je trouve alors qu'il faut 3927secondes soit 1heure 5minutes et 27secondes à la poutre pour atteindre la température critique de $671,0^\circ\text{C}$.

Pour information, une couche épaisse de 7mm aurait permis à la poutre en acier de résister pendant 59minutes et 18 secondes (ce qui est légèrement en dessous de la durée souhaitée).

5. Cet intervalle de temps ne peut pas être supérieur à 30secondes [70].

APPENDICE D

Dimensionnement en mixte complet selon l'Eurocode 4

Dans cette partie, j'explique le raisonnement suivi pour dimensionner les poutres mixtes combinant acier et CLT selon le même raisonnement que le dimensionnement de poutres mixtes en acier/béton dans leur domaine élastique. Pour suivre ce raisonnement, j'ai dû faire l'hypothèse forte que la connexion entre les 2 matériaux est complète (les 2 matériaux travaillent comme s'ils ne faisaient qu'un). Pour que cette connexion soit complète, il faut que les connecteurs soient suffisamment résistants et suffisamment rigides. La raideur des connecteurs n'est pas exploitée dans les calculs qui vont suivre signifiant que c'est un point auquel il faut faire attention si l'on désire reprendre le même raisonnement dans le futur.

Bien que les résultats obtenus avec la méthode utilisée dans cette partie sont à utiliser avec précaution, j'ai tout de même désiré la présenter car elle apporte quelques informations intéressantes. Tout d'abord, il s'agit d'une borne supérieure que l'on peut espérer atteindre si l'on a les bons connecteurs sous la main. Je pense notamment aux connexions présentées dans le chapitre 2 qui alliaient un connecteur métallique et de la colle qui offraient de meilleures propriétés techniques que les connexions à base de connecteurs métalliques uniquement. Je n'ai pas retenu ces connexions sophistiquées dans le cadre de mon étude calculatoire car je doute du caractère réutilisable de ces connexions mais si l'on arrive à prouver le contraire, on pourrait alors vérifier dans un premier temps que l'on sait atteindre une connexion complète et ensuite peut-être utiliser les calculs que j'explique ci-dessous. Ensuite, la méthode utilisée permet de faire un calcul élasto-plastique (contrairement à la méthode Gamma expliquée dans l'annexe E). Ce calcul élasto-plastique s'est avéré nécessaire car il permet de prendre en considération la plastification de la poutre en acier tout en restant dans le domaine élastique du CLT. Le résultat d'un tel calcul dit alors qu'une poutre IPE 360 de nuance d'acier S275 convient.

Enfin, un troisième avantage de cette méthode, c'est qu'elle permet de prendre

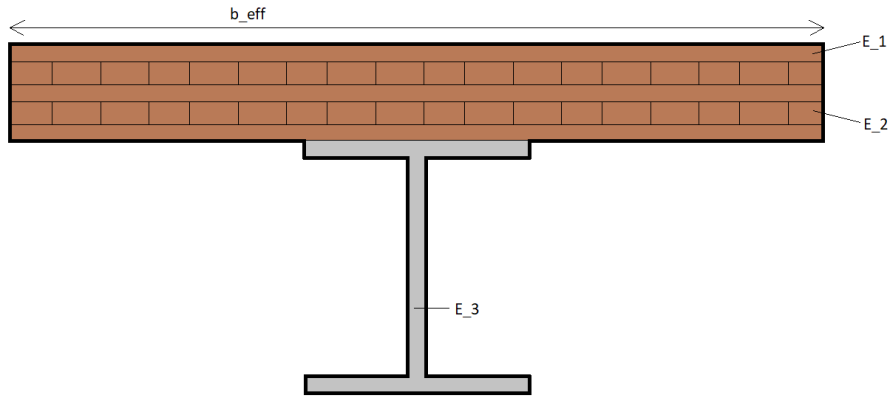


Figure D.1 – Schéma de la poutre mixte étudiée.

en considération toutes les couches du panneau CLT. L’apport que peut offrir la considération des couches transversales du CLT est minime mais il est toujours bon à prendre¹.

Je rappelle donc dans un premier temps, le schéma de la poutre mixte avec laquelle je travaille. Les poutres à dimensionner sont celles qui font la largeur du bâtiment de référence, elles sont isostatiques et mesurent 7m de long. La partie supérieure de la poutre mixte est composée d’une largeur effective (b_{eff}) de CLT dont la direction principale est perpendiculaire au sens de portée de la poutre (puisque le CLT est dimensionné pour être porteur sur la longueur du bâtiment). Le CLT dimensionné dans l’annexe A est un panneau CLT 200 L5s, il y a donc seulement 2 couches CLT qui travaillent pleinement avec la poutre en acier. La figure D.1 schématise la poutre mixte étudiée. La largeur effective du panneau CLT est calculée selon la formule enseignée à l’UCLuvain [56] dans le cadre de structures mixtes acier/béton (qui est basée sur l’Eurocode 4) et s’exprime de la manière suivante :

$$b_{eff} = 2 \cdot \min(L/8, b_i/2) \quad (D.1)$$

Dans cette formule, L représente la portée de la poutre et b_i représente l’entraxe des poutres (qui vaut tout le temps 6m dans le bâtiment étudié). La largeur effective prend donc la valeur suivante :

$$b_{eff} = 2 \cdot \min(7/8, 6/2) = 1,75[m]$$

et est considérée comme constante sur toute la longueur de la poutre. (En réalité, la largeur effective varie sur la longueur de la poutre mais elle peut être considérée comme constante dans le dimensionnement de bâtiments [56].)

1. Pour mettre un chiffre sur le bénéfice acquis lorsqu’on prend en compte toutes les couches du CLT, le moment résistant calculé est de 10kN.m plus élevé (dans ma situation bien précise).

Je peux à présent passer aux calculs de résistance à l'ELU et le calcul des flèches à l'ELS.

D.1 Résistance à l'ELU

Comme je travaille avec une poutre isostatique, il est aisé de connaître le moment maximal au centre de la poutre et l'effort tranchant maximal à reprendre au niveau des appuis.

Ils valent tous deux :

$$M_{max} = ql^2/8 \quad (D.2)$$

$$V_{max} = ql/2 \quad (D.3)$$

Afin de dimensionner le profilé en acier nécessaire, j'ai pris la charge (q) maximale à reprendre par la poutre mixte qui correspond à la réaction aux appuis la plus importante que j'avais calculée lors du dimensionnement du panneau CLT (à l'ELU) plus le poids propre de la poutre multiplié par 1,35. Pour rappel, l'appui qui reprend la plus grande charge dans l'annexe A était le deuxième et devait reprendre une charge de 74,04 kN sur 1m de plancher.

Je connais le poids propre de la poutre IPE 360 ($57,61 kg/m^3$) grâce au catalogue de vente ArcelorMittal [62].

Donc la charge appliquée sur la poutre mixte la plus critique vaut finalement :

$$q = 74,04 + 1,35 \cdot (9,81 \cdot 57,61 \cdot 10^{-3}) = 74,82[kN/m]$$

Ainsi, on trouve :

$$M_{max} = 458,3[kN.m]$$

et

$$V_{max} = 261,9[kN]$$

À présent, je désire connaître les contraintes normales associées à M_{max} que l'on retrouve sur la hauteur de la section de la poutre mixte. Ensuite, je calculerai l'effort tranchant que peut reprendre la poutre mixte. Enfin, je regarderai l'effort de cisaillement qu'il y a entre les 2 matériaux (CLT et acier) afin de déterminer l'effort que doivent reprendre les connecteurs.

D.1.1 Contraintes dues à la flexion et effort tranchant

Comme le bois est considéré comme un matériau peu ductile, on dimensionne la poutre selon des calculs dans le domaine élastique.

Pour ce faire, on désire travailler avec une section équivalente qui consiste à analyser la poutre mixte comme si elle n'était faite que d'un seul matériau, l'acier.

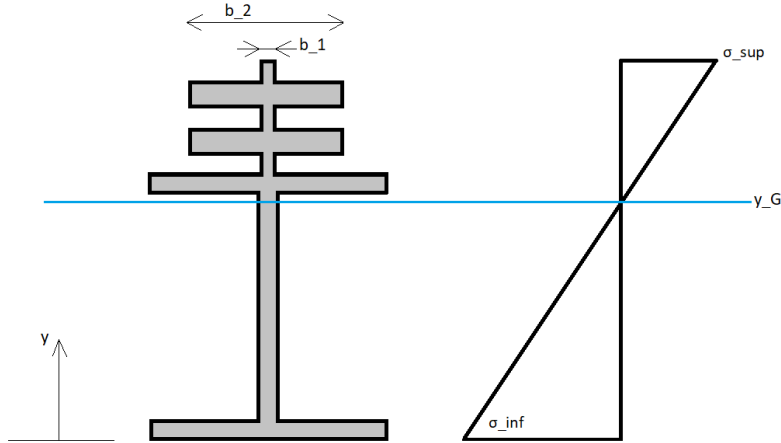


Figure D.2 – Représentation de la section équivalente avec le graphe des contraintes de flexion dans le domaine élastique.

On commence donc par calculer le ratio $n = E_{acier}/E_{CLT}$ (appelé coefficient d'équivalence). C'est ce coefficient qui permet de définir la section équivalente. Comme le module de Young varie selon la direction de ses fibres, on trouve 2 ratios :

$$n_1 = E_{acier}/E_{CLT,90} = 210000/370 = 568$$

$$n_2 = E_{acier}/E_{CLT,0} = 210000/12500 = 17$$

La valeur de $E_{CLT,0} = 12500 MPa$ provient du logiciel de calcul "Calculatis" [25] créé par Stora Enso et disponible sur internet. Quant à la valeur de $E_{CLT,90} = 370 MPa$, elle n'est pas reprise dans le logiciel "Calculatis", par contre cette valeur est suggérée dans le manuel technique proHolz [57].

Je trouve alors les nouvelles largeurs des couches de CLT grâce à la formule $b_i = b_{eff}/n_i$. Donc :

$$b_1 = 1750/568 = 3[mm]$$

$$b_2 = 1750/17 = 104[mm]$$

Une représentation graphique de la section équivalente est disponible à la figure D.2.

Je peux maintenant me lancer dans mes recherches de contraintes normales dans le domaine élastique de la section équivalente.

Je cherche d'abord le centre de gravité grâce à la formule suivante :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad (D.4)$$

où :

	E [Mpa]	n [/]	b_eff [mm]	A_i [mm²]	A_i*y_i	I [mm⁴]
[0;360]	210000	1		6995	1259064	323802989
[360;400]	370	568	3	123.3	46867	263569
[400;440]	12500	17	104	4167	1750000	30491982
[440;480]	370	568	3	123.3	56733	1936223
[480;520]	12500	17	104	4167	2083333	113667221
[520;560]	370	568	3	123.3	66600	5187543
				ΣA_i	ΣA_i*y_i	ΣI
				15698	5262597	475349528
y_g [mm]	335.2					
El_eq	9.98234E+13					

Figure D.3 – Récapitulatif des valeurs obtenues afin de déterminer la raideur équivalente $((EI)_{eq})$ de la poutre mixte.²

- A_i sont les aires de chacun des rectangles,
- y_i est le centre de gravité de chacun de ces rectangles mesurés depuis le bas de la section

Pour une poutre IPE360 surmontée du panneau CLT 200 L5s, je trouve $y_G = 335,2[mm]$.

Je peux ensuite calculer l'inertie de la section équivalente grâce à la formule suivante :

$$I = \sum I_i = \sum \left(\frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + b_i \cdot h_i \cdot a_i^2 \right) \quad (D.5)$$

avec :

- b_i et h_i , la largeur et la hauteur de chacun des rectangles,
- a_i , le centre de gravité de chacun des rectangles mesurés depuis le centre de gravité de la section entière (y_G).

L'inertie de ma section équivalente vaut alors

$$I = 475349528[mm^4] = 475 \cdot 10^6[mm^4]$$

Un récapitulatif des valeurs obtenues est disponible à la figure D.3

On peut désormais calculer les contraintes maximales dans la section équivalente sans oublier de retranscrire ces contraintes de flexion dans les matériaux respectifs. Pour ce faire, on divise les contraintes obtenues à l'instant par les coefficients d'équivalence n_i .

La formule finale est la suivante :

$$\sigma = \frac{1}{n_i} \cdot \frac{M}{I} y \quad (D.6)$$

2. L'aire du profilé en acier est calculée sans prendre en compte les arrondis qui joignent les semelles à l'âme de la poutre. Idem pour l'inertie. Cela rend les calculs très légèrement sécuritaire et facilite la procédure de calcul élasto-plastique qui va suivre.

avec :

- M, le moment maximal (M_{max}),
- y, la distance entre le centre de gravité (y_G) et l'endroit où l'on désire connaître la contrainte.

Cette formule donne lieu à 3 valeurs importantes :

1. la contrainte maximale dans la couche transversale du CLT située la plus loin du centre de gravité (la distance y vaut alors $hauteur_{totale} - y_G$) :

$$\sigma_{sup,90} = \frac{1}{568} \cdot \frac{458,29[MPa]}{475 * 10^6[mm^4]} \cdot 227,5[mm] = 0,38[MPa]$$

que je compare avec la résistance à la compression perpendiculaire aux fibres grâce à la formule :

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 2,4 \cdot \frac{0,8}{1,25} = 1,92[MPa] \quad (D.7)$$

Donc, $f_{c,90,d}$ est 4 fois supérieure à la contrainte appliquée.

2. la contrainte maximale dans la couche de CLT parallèle au sens de portée, la plus loin du centre de gravité de la poutre (la distance y est plus petite de 40mm au cas précédent) :

$$\sigma_{sup,0} = \frac{1}{17} \cdot \frac{458,29[MPa]}{475 * 10^6[mm^4]} \cdot 184,8[mm] = 10,60[MPa]$$

que je compare à la résistance à la compression parallèle aux fibres grâce à la formule :

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 21 \cdot \frac{0,8}{1,25} = 13,44[MPa] \quad (D.8)$$

Donc, $f_{c,0,d}$ est 1,3 fois supérieure à la contrainte appliquée.³

3. la contrainte maximale au bas de la poutre en acier :

$$\sigma_{inf} = \frac{1}{1} \cdot \frac{458,29[MPa]}{475 * 10^6[mm^4]} \cdot -335,2[mm] = -323,2[MPa]$$

que je compare avec la résistance à la flexion de l'acier S275 :

$$\sigma \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{275[MPa]}{1} = 275[MPa] \quad (D.9)$$

f_y est la limite d'élasticité et γ_{M0} est un coefficient de sécurité qui vaut 1. Donc la valeur absolue de σ_{inf} devrait être inférieure à 275MPa lorsque l'on fait un calcul uniquement dans le domaine élastique de la poutre.

3. En flexion, le bois a une résistance fictive plus élevée. Dans mon cas, $f_{m,k} = 24MPa$, donc je suppose que je suis un peu plus du côté de la sécurité avec les calculs effectués.

	dans section équivalente	final
y [mm]	σ [Mpa]	σ [Mpa]
224.8	216.7	0.4
204.8	197.4	0.3
184.8	178.1	10.6
164.8	158.8	9.5
144.8	139.6	0.2
124.8	120.3	0.2
104.8	101.0	6.0
84.8	81.7	4.9
64.8	62.4	0.1
44.8	43.2	0.1
24.8	23.9	0.0
24.8	23.9	23.9
18.4	17.8	17.8
12.1	11.6	11.6
0	0.0	0.0
-20	-19.3	-19.3
-40	-38.6	-38.6
-60	-57.8	-57.8
-80	-77.1	-77.1
-100	-96.4	-96.4
-120	-115.7	-115.7
-140	-135.0	-135.0
-160	-154.3	-154.3
-180	-173.5	-173.5
-200	-192.8	-192.8
-220	-212.1	-212.1
-240	-231.4	-231.4
-260	-250.7	-250.7
-280	-269.9	-269.9
-300	-289.2	-289.2
-322.5	-311.0	-311.0
-328.9	-317.1	-317.1
-335.2	-323.2	-323.2

Figure D.4 – Récapitulatif des valeurs de contraintes normales dans la section pour un calcul élastique.

On observe donc rapidement que la résistance dans l'acier pose problème avec les calculs effectués mais que le CLT pourrait reprendre plus encore de contrainte normale.

Un récapitulatif des valeurs de contraintes sur toute la hauteur de la section est disponible à la figure D.4. (Les valeurs de y en rouge indiquent un changement de forme dans la section (par ex : changement de couche) et l'interface acier/CLT se trouve à 24,8mm du centre de gravité de la section.)

Je désire donc faire un calcul élasto-plastique pour connaître la réelle résistance de la poutre mixte. Pour ce faire, je limite les calculs dans le CLT à son domaine élastique mais je regarde ce que peut supporter l'acier une fois qu'il travaille dans son domaine plastique. Je peux faire cette hypothèse car le profilé IPE 360 en acier S275 est de classe de résistance 1 [62], ce qui signifie que la poutre peut se plastifier.

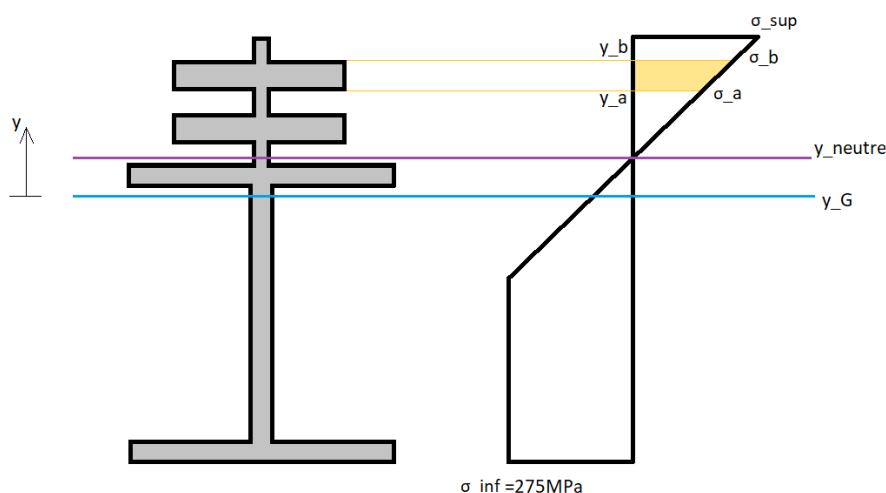


Figure D.5 – Représentation de la poutre mixte équivalente et du graphe des contraintes associées pour un calcul élasto-plastique.

Pour commencer, je prends la limite de compression que peut reprendre les couches longitudinales de CLT ($f_{c,0,d} = 13,4 \text{ MPa}$) que je traduis en contrainte normale de flexion dans la section équivalente ($\sigma = 13,4 \cdot 17 = 225,8 \text{ MPa}$). Il est à noter que je n'utilise pas la limite de compression dans les couches transversales de CLT car le calcul élastique dans le CLT me donnait une compression dans les fibres longitudinales trop importante.

Je connais donc la contrainte normale de flexion à une hauteur de 184,8mm par rapport au centre de gravité de la section entière. Je dois maintenant déterminer l'axe neutre (différent du centre de gravité contrairement au calcul dans le domaine élastique) qui me permettra de connaître la hauteur d'acier plastifié et le moment résistant de la poutre mixte.

À la figure D.5, on peut voir le schéma de la poutre mixte avec laquelle je travaille et la forme que prend le diagramme des contraintes sur la hauteur de la section équivalente. Pour déterminer l'axe neutre, je dois satisfaire l'équation : $N=0$. Comme je travaille en flexion pure, il n'y a pas d'effort normal appliqué sur la poutre donc la résultante des forces normales sur toute la hauteur de la section doit valoir 0.

Je suppose donc dans un premier temps la position de l'axe neutre qui est défini depuis le centre de gravité de la section. Cette position est finalement définie précisément avec la fonction "solver" dans Excel (pour satisfaire $N=0$) et vaut $y_{neutre} = 30,57 \text{ mm}$. Lorsqu'on travaille avec les limites de résistance de la poutre mixte, l'axe neutre se trouve donc dans la première couche de CLT.

Dans les explications qui suivent, je donne directement les valeurs finales (qui dépendent de l'axe neutre réel).

Ensuite, je calcule les contraintes normales dans la section sur base du schéma à

la figure D.5. À noter que les contraintes au pied de la poutre mixte ne peuvent pas dépasser la limite d'élasticité de l'acier (275MPa), quant aux contraintes en haut de section, elles peuvent dépasser 275MPa dans la section équivalente mais converties dans la section d'origine, elles doivent rester inférieures aux limites de compression du CLT.

Pour continuer mon calcul, j'ai besoin des contraintes aux changements de forme de la section, et de la hauteur d'acier plastifié.

Pour déterminer cette hauteur, je trouve l'abscisse à laquelle on atteint 275MPa (y_{275}) dans l'équivalent du CLT grâce à l'équation D.10.

$$y_{275} = \frac{275}{\frac{\sigma(y)}{y - y_{neutre}}} + y_{neutre} \quad (D.10)$$

où y correspond à une abscisse où l'on connaît déjà la contrainte. Pour faire simple : $y = 184,8mm$ et $\sigma(y) = 225,8MPa$, correspondant au point de départ de mon raisonnement, la contrainte maximale dans la couche de CLT longitudinale. Je trouve alors : $y_{275} = 218,4[mm]$.

Cette abscisse me permet alors de connaître la hauteur de section nécessaire pour passer de $\sigma = 0MPa$ au niveau de l'axe neutre à $\sigma = 275MPa$ dans l'acier. Quand je reporte cette hauteur en dessous de l'axe neutre, je trouve alors l'abscisse à laquelle la contrainte vaut -275MPa (y_{-275}). À partir de cette abscisse, la contrainte dans l'acier vaut -275MPa jusqu'au pied du profilé (cela correspond à la hauteur d'acier plastifié).

Je trouve alors l'abscisse qui m'intéresse $y_{-275} = -157,2[mm]$ grâce à l'équation D.11, elle détermine la hauteur d'acier plastifié ($h_{plastifié} = 178[mm]$).

$$y = 2 \cdot y_{neutre} - y_{275} \quad (D.11)$$

Les contraintes finales sont reprises dans le tableau à la figure D.6.

Comme l'axe neutre est dans la première couche de CLT, cela veut dire qu'il y a de la traction dans le CLT se situant en dessous de l'axe neutre.

Je vérifie donc que cette traction ne pose pas de problème. Comme on le voit dans le tableau de la figure D.6, la contrainte normale de traction vaut 0,01MPa. La couche en contact avec l'acier est une couche transversale donc je désire connaître la résistance perpendiculaire à la fibre du bois, $f_{t,90,d}$. La formule déterminant cette valeur est la suivante :

$$f_{t,90,d} = f_{t,90,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 0,35 \cdot \frac{0,8}{1,25} = 0,22[MPa] \quad (D.12)$$

où $f_{t,90,k} = 0,35MPa$ est la résistance caractéristique à la traction perpendiculaire. Donc $f_{t,90,d}$ est bien supérieure à la contrainte de traction.

Toutes ces contraintes précédemment calculées m'ont alors permis de trouver les

forces équivalentes dans chaque rectangle de la section équivalente. Les forces sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$F_i = b_i \cdot h_i \cdot (\sigma_i + \sigma_{i+1})/2 \quad (D.13)$$

Avec b_i et h_i , les dimensions du rectangle considéré sur la section équivalente. Si l'on regarde à la figure D.5, la force qui équivaut à l'aire orangée se calcule de la manière suivante :

$$F = 104mm \cdot 40mm \cdot (225,8MPa + 167,2MPa)/2 = 818767,8[N]$$

où 225,8MPa et 167,2MPa sont des valeurs de contraintes prises depuis le tableau à la figure D.6.

Tous les résultats sont repris à la figure D.7. Je fais ensuite la somme de toutes les forces et cette somme doit valoir 0.

Une fois que ce calcul est fait, je peux déterminer la flexion maximale que peut reprendre la poutre mixte. Pour cela, je dois encore définir les abscisses où s'appliquent chacune des forces (les " y_i " dans le tableau de la figure D.7). En reprenant la figure D.5, on désire connaître le centre de gravité du trapèze orangé. Il se calcule grâce à la formule suivante :

$$y = \frac{\sigma_a \cdot (y_a + (y_b - y_a)/2) + (\sigma_b - \sigma_a) \cdot 1/2 \cdot (y_a + \frac{2}{3}(y_b - y_a))}{\sigma_a + 1/2 \cdot (\sigma_b - \sigma_a)} \quad (D.14)$$

Donc, pour l'aire orangée :

$$\begin{aligned} y &= \frac{167,2 \cdot (144,8 + (184,8 - 144,8)/2) + 22,8 - 167,2)/2 \cdot (144,8 + 2/3 \cdot (184,8 - 144,8))}{167,2 + (225,8 - 167,2)/2} \\ &= 165,76[mm] \end{aligned}$$

Enfin, on trouve le moment résistant selon la formule suivante :

$$M_{Rd} = \sum F_i \cdot y_i \quad (D.15)$$

et j'obtiens finalement $M_{Rd} = 474,7[kN.m]$ qui est plus grand que le moment appliqué (pour rappel : $M_{max} = 458,3kN.m$) donc une poutre IPE360 avec connexion complète entre les 2 matériaux acier-CLT conviendrait en terme de résistance ELU.

	dans la section équivalente	final
y [mm]	σ [Mpa]	σ [Mpa]
224.8	284.4	0.50
218.4	275.0	0.5
184.8	225.8	13.4
144.8	167.2	0.3
104.8	108.6	6.5
64.8	50.1	0.1
30.57	0.00	0.0
24.8	-8.5	-0.01
24.8	-8.5	-8.5
12.1	-27.1	-27.1
-157.2	-275.0	-275.0
-322.5	-275.0	-275.0
-335.2	-275.0	-275.0

Figure D.6 – Valeurs des contraintes normales de flexion sur la hauteur de la poutre mixte en calcul élasto-plastique.

y_neutre [mm]		
30.57		
	F_i [N]	y_i [mm]
[224.8; 184.8]	31459.8	205.53
[184.8; 144.8]	818767.8	165.76
[144.8; 104.8]	17011.2	126.18
[104.8; 64.8]	330638.9	87.22
[64.8; 30.6]	2638.8	53.37
[30.6; 24.8]	-76.2	26.70
[24.8; 12.1]	-38449.0	17.31
[12.1; -157.2]	-204564.0	-95.73
[-157.2; -322.5]	-363702.4	-239.88
[-322.5; -335.2]	-593725.0	-328.89
F1 [N]	1200516.6	
F2 [N]	-1200516.6	
ΣF	0.0	
M_Rd [kN.m]	474.7	

Figure D.7 – Résultats intermédiaires permettant de trouver l'axe neutre et le moment résistant de la poutre mixte.

Concernant l'effort tranchant maximal de 261,9kN, je vérifie que le profilé en acier peut reprendre l'effort tranchant maximal à lui tout seul. C'est aussi ce qui est proposé dans l'Eurocode 4 [71].

Je reprends donc le raisonnement de résistance à l'effort tranchant décrit à la section C.1. Pour un profilé IPE 360, l'aire qui reprend l'effort tranchant vaut :

$$\begin{aligned}
 A_v &= A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \\
 &= 7273 - 2 \cdot 170 \cdot 12,7 + (8 + 2 \cdot 18) \cdot 12,7 \\
 &= 3514 [mm^2]
 \end{aligned}$$

Du coup, la résistance à l'effort tranchant vaut :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3514 \cdot (275 / \sqrt{3})}{1,0} = 558 [kN]$$

Le profilé en acier est donc bien capable de reprendre l'effort tranchant maximal à lui tout seul.

D.1.2 Contrainte de cisaillement

À présent, je désire déterminer l'effort de cisaillement auquel doivent résister les connecteurs pour atteindre la connexion complète.

Avant de considérer les calculs de résistance des connecteurs, il faut qu'ils répondent

positivement à l'hypothèse de l'Eurocode 4 (au point 6.6.1.1 (3)) : "Les connecteurs doivent posséder une capacité de déformation suffisante pour justifier toute redistribution inélastique du cisaillement admise dans le calcul".

Comme la poutre mixte en acier/CLT travaille dans un domaine élasto-plastique, je ne peux pas utiliser les formules de résistance des connecteurs décrites dans l'Eurocode 4 pour des poutres mixtes en acier/béton travaillant dans leur domaine plastique. J'ai donc reçu l'aide de M. Hanus qui m'a indiqué le raisonnement à suivre (visible à la figure D.8). Il y a en fait 2 méthodes possibles que je reprends ci dessous.

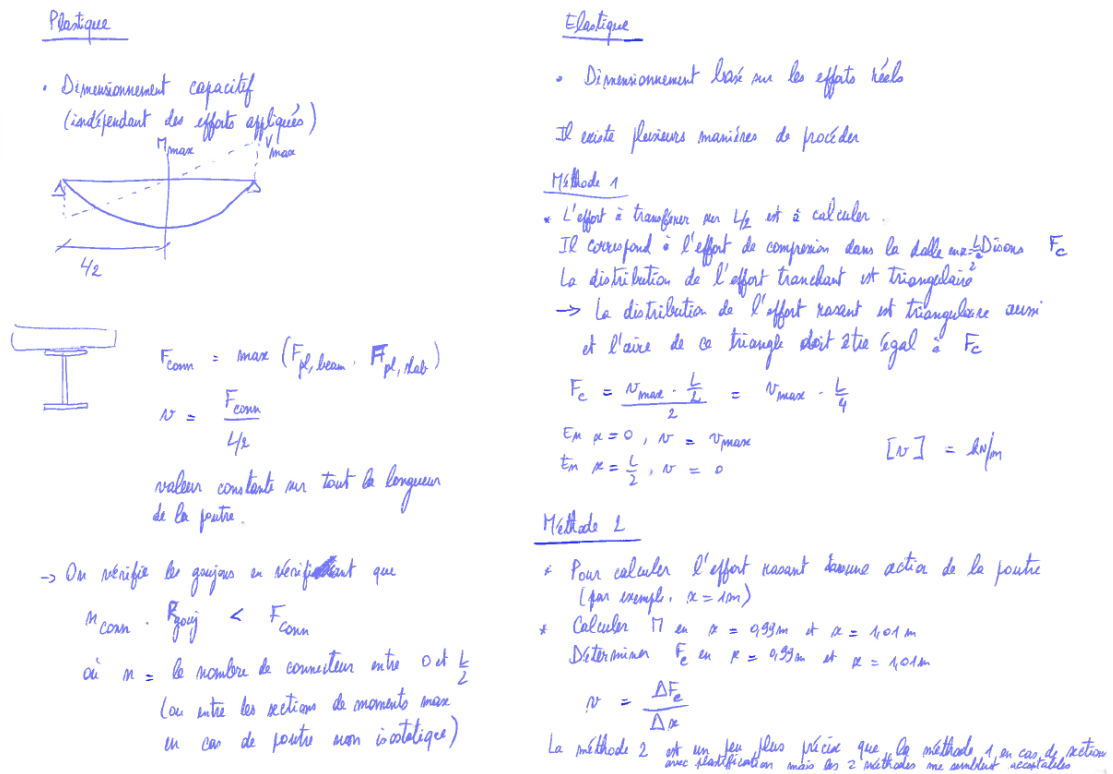


Figure D.8 – Raisonnement pour déterminer l'effort de cisaillement à reprendre par les connecteurs.

Méthode 1

Cette méthode consiste, dans un premier temps, à déterminer l'effort à transférer sur une demi-longueur de poutre. Cette méthode analyse donc l'effort à reprendre de manière globale, tandis que la deuxième analyse l'effort à reprendre de manière locale.

Pour ce faire, je refais les calculs élasto-plastiques à partir du moment maximal appliqué au centre de la poutre. En résolvant l'équation $N=0$ (la somme des forces

normales dans la section vaut 0), je connais alors la force de compression totale dans le haut de la section. Cette force vaut $F_c = 1127[kN]$ et est visible à la figure D.10.

La distribution de l'effort tranchant sur une demi-longueur de poutre ainsi que la distribution de l'effort rasant sont triangulaires, donc j'utilise la formule qui suit pour déterminer la force de cisaillement que les connecteurs doivent reprendre par mètre de poutre :

$$F_c = \frac{v_{max} \cdot \frac{L}{2}}{2} = v_{max} \cdot \frac{L}{4} \quad (D.16)$$

Je trouve alors :

$$\text{en } x=0 : v = v_{max} = F \cdot \frac{4}{L} = 1127 \cdot \frac{4}{7} = 644,1[kN/m]$$

$$\text{en } x=L/2 : v = 0[kN/m]$$

Les connecteurs doivent donc reprendre un effort de 644,1kN/m aux extrémités de la poutre afin de fournir un comportement mixte total.

	dans la section équivalente	final
y [mm]	σ [Mpa]	σ [Mpa]
224.8	256.6	0.5
184.8	205.8	12.2
144.8	154.9	0.3
104.8	104.1	6.2
64.8	53.3	0.1
24.8	2.4	0.0
24.8	2.4	2.4
22.9	0.0	0.0
12.1	-13.7	-13.7
-193.5	-275.0	-275.0
-322.5	-275.0	-275.0
-335.2	-275.0	-275.0

Figure D.9 – Valeurs des contraintes normales de flexion sur la hauteur de la poutre mixte en calcul élasto-plastique.

y_neutre [mm]		
22.86		
F_i [N]	y_i [mm]	
[224.8; 184.8]	28512.5	205.50
[184.8; 144.8]	751443.5	165.70
[144.8; 104.8]	15973.0	126.07
[104.8; 64.8]	327812.5	86.92
[64.8; 24.8]	3433.5	50.85
[24.8; 22.9]	392.2	24.13
[22.9; 12.1]	-12587.8	15.66
[12.1; -193.5]	-237429.3	-121.74
[-193.5; -322.5]	-283825.0	-258.03
[-322.5; -335.2]	-593725.0	-328.89
F1 [N]	1127174.9	1127.2 [kN]
F2 [N]	-1127174.9	
ΣF	0.0	
M [kN.m]	458.3	
objectif	458.3	

Figure D.10 – Résultats intermédiaires permettant de trouver l'axe neutre de la section équivalente et la force de compression dans la dalle lorsque le moment maximal est appliqué à la poutre mixte.

Méthode 2

Cette méthode est un peu plus précise. Au lieu de considérer l'effort rasant sur toute la demi-longueur de la poutre (Méthode 1), je considère cet effort entre 2 points de la poutre. Pour connaître l'effort de cisaillement maximal, je prends 2 points rapprochés aux extrémités de la poutre : $x_0 = 0m$ et $x_1 = 0,01m$.

Les moments fléchissants correspondant à ces abscisses sont : $M_0 = 0[kN.m]$ et $M_1 = 2,6[kN.m]$

Les forces de compression dans ces 2 sections, résultantes des moments fléchissants se déterminent par un calcul dans le domaine élastique. Elles valent : $F_{c,0} = 0[kN]$ et $F_{c,1} = 6,2[kN]$.

Enfin je trouve l'effort de cisaillement à reprendre aux extrémités via la formule :

$$v = \frac{\Delta F_c}{\Delta x} = \frac{6,2 - 0}{0,01 - 0} = 619,6[kN/m] \quad (D.17)$$

Les connecteurs doivent donc reprendre un effort de 619,6kN/m aux extrémités de la poutre afin de fournir un comportement mixte total.

J'ajoute que j'ai aussi fait une étude du cisaillement sur la hauteur de la section équivalente au niveau des appuis de la poutre là où l'effort tranchant est le plus élevé. En regardant l'effort de cisaillement à l'interface des 2 matériaux acier et CLT, je trouve un résultat similaire : $v = 598,2[kN/m]$.

Pour obtenir ce résultat, j'ai commencé par calculer la contrainte de cisaillement sur la hauteur de la section selon la formule suivante :

$$\tau(y) = \frac{V \cdot S(y)}{I \cdot t} \quad (D.18)$$

avec :

- $\tau(y)$ est la contrainte de cisaillement à la hauteur "y" considérée. "y" se mesure depuis le centre de gravité de la section équivalente.
- V est l'effort tranchant dans la poutre à l'endroit considéré.
- I est l'inertie de la section équivalente déjà calculée précédemment.
- "t" est l'épaisseur de l'âme au point considéré (y). "t" a 2 valeurs dans ma section équivalente car elle est composée de 2 "âmes" épaisses de 3mm au niveau de la partie équivalente au CLT et de 8mm (t_w) pour la partie concernant le profilé en acier.
- $S(y)$ est le moment statique de l'aire au-dessus du point considéré (y).

Le moment statique $S(y)$ se calcule selon la formule suivante :

$$S = \sum b_i \cdot h_i \cdot a_i \quad (D.19)$$

avec :

- $b_i \cdot h_i$, l'aire de chacun des rectangles au dessus de y,

- a_i , la distance entre le centre de gravité de chacun des rectangles au dessus de y et le centre de gravité de la section y_G .

Donc pour connaître le cisaillement à l'interface entre les matériaux, je cherche S à une hauteur de 24,8mm du centre de gravité. Je trouve $S = 1086 * 10^3 [mm^3]$.

Maintenant je désire connaître la contrainte de cisaillement au sommet du profilé en acier (j'utilise donc $t = t_w$) et je trouve :

$$\tau = \frac{261,9 * 10^3 * 1086 * 10^3}{475 * 10^6 * 8} = 74,8 [MPa]$$

Une fois que j'ai trouvé l'effort de cisaillement τ à une hauteur "y" souhaitée dans la section équivalente, il faut encore diviser ce τ par le coefficient d'équivalence n correspondant. Ici, $n=1$, donc la contrainte de cisaillement finale à l'interface reste 74,8MPa.

Enfin, pour trouver la contrainte de cisaillement que les paires de vis doivent reprendre par mètre, on multiplie τ par l'épaisseur de l'âme de profilé étant donné que τ correspond à la contrainte de cisaillement dans l'âme.

Finalement : $v_{max} = 74,8 * 8 = 598,2 [kN/m]$.

À titre informatif, j'ai calculé l'effort de cisaillement pour plusieurs points sur la hauteur de la section pour être en mesure de les représenter dans un graphique. Le résultat est visible à la figure D.11.

Il est à noter que les contraintes de cisaillement pourraient éventuellement poser problème dans les couches de CLT car elles sont plus élevées dans une poutre mixte acier/CLT que dans un plancher en CLT travaillant seul en flexion. Cependant, les connexions qui traversent le CLT peuvent aider à reprendre cet effort de cisaillement. Cela vaudrait la peine d'étudier ce point expérimentalement.

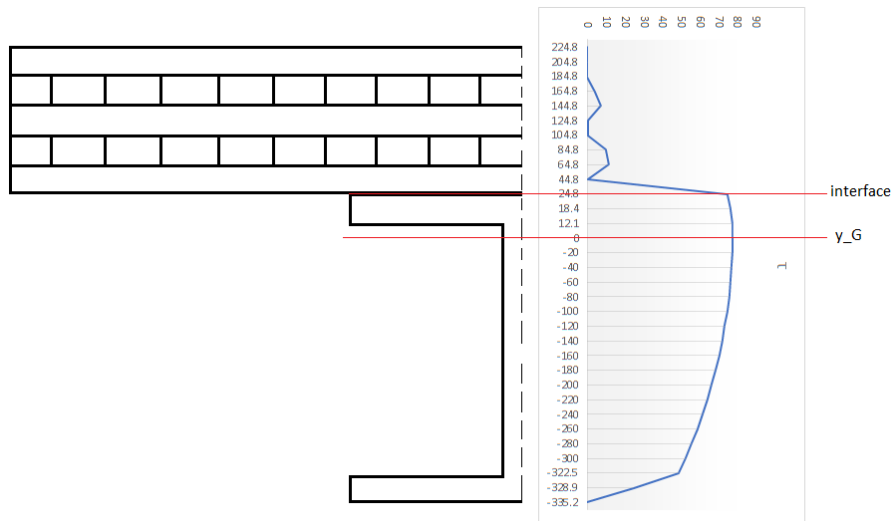


Figure D.11 – Efforts de cisaillement sur la hauteur de la poutre mixte.

D.2 Flèches à l'ELS

Pour vérifier que la poutre mixte en connexion complète respecte les critères de flèche aux états limites de service, je calcule les flèches maximales pour une poutre isostatique selon l'équation :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384(EI)_{eq}} \quad (D.20)$$

Pour déterminer la flèche maximale, je dois prendre la charge "q" la plus élevée que l'on puisse appliquer sur la poutre mixte aux états limites de service. Pour ce faire, je vais voir ma feuille de calcul Excel utilisée pour dimensionner mon panneau CLT (décrite dans l'annexe A).

Pour la flèche à court terme, je désire connaître la réaction aux appuis la plus élevée avec les charges qui lui sont appliquées. Je reprends donc les charges calculées à court terme ($q_1 = 2,5kN/m$ et $q_2 = 7,35kN/m$, voir tableau A.12) auxquelles j'applique les coefficients qui donnent la réaction maximale (coefficients déterminés pour le calcul à l'ELU) par mètre de poutre :

$$R_2 = 1,127 \cdot 2,5 \cdot 6 + 1,174 \cdot (7,35 - 2,5) \cdot 6 = 51,07[kN]$$

J'ajoute ensuite le poids propre du profilé IPE 360 ($0,56kN/m$) et j'obtiens $q_{CT} = 0,56 + 51,07 = 51,63[kN/m]$.

En reprenant la raideur équivalente $((EI)_{eq})$ à la figure D.3) de la poutre mixte, j'obtiens :

$$f_{max,CT} = \frac{5 \cdot 51,63 \cdot 7000^2}{384 \cdot 9,98 \cdot 10^{13}} = 16,2[mm]$$

Comme je désire une flèche à court terme inférieure à $l/300 = 23,3mm$, ce critère est respecté.

Je fais pareil pour la flèche à long terme, je prends la réaction d'appui la plus grande avec les combinaisons de charges à l'ELS LT par mètre de poutre :

$$R_2 = 1,127 \cdot 4,5 \cdot 6 + 1,174 \cdot (10,31 - 4,5) \cdot 6 = 71,35[kN]$$

Donc : $q_{LT} = 0,56 + 71,35 = 71,91[kN/m]$. Il est à noter que le coefficient de déformation k_{def} (qui correspond au coefficient de fluage) est déjà pris en compte du côté des charges (lors du dimensionnement du panneau CLT).

La flèche à long terme vaut alors :

$$f_{max,LT} = \frac{5 \cdot 71,91 \cdot 7000^2}{384 \cdot 9,98 \cdot 10^{13}} = 22,5[mm]$$

Comme je désire une flèche à long terme inférieure à $l/250 = 28,0mm$, ce critère est respecté.

D.3 Résistance au feu

Pour voir quelle épaisseur d'isolant il faut appliquer sur la poutre IPE360 pour qu'elle résiste pendant au moins 60 minutes lors d'un incendie, je me reporte au point C.3. En procédant de la même manière, je vois qu'il faut protéger le profilé avec le spray ignifuge de manière à former une couche de 14mm d'épaisseur. La poutre résiste alors pendant une durée de 1heure et 1minute.

APPENDICE E

Dimensionnement en mixte partiel selon la méthode Gamma

Cette annexe-ci présente les démarches suivies pour dimensionner la poutre mixte en utilisant la méthode Gamma.

La méthode Gamma permet de prendre en considération la raideur des connexions entre les matériaux. Cette méthode est introduite dans l'Eurocode 5, Annexe B[51]. Pour une meilleure compréhension de l'utilisation de cette méthode, je me suis grandement inspiré du rapport "*Comportement physique et mécanique des planchers mixtes en bois-béton*" fait par le CSTC [63] que j'ai adapté à mon cas d'étude. Je présente donc ci-dessous les calculs effectués pour dimensionner une poutre mixte acier/CLT avec une connexion partielle. Les calculs effectués sont basés sur une poutre IPE 400 puisqu'il s'agit de la poutre pour laquelle les résultats se sont montrés satisfaisants. Le panneau CLT est un panneau CLT 200 L5s comme il a été dimensionné en Annexe A.

Dans un premier temps, je donne rapidement les caractéristiques physiques de la poutre mixte étudiée. Pour rappel, il s'agit d'une poutre isostatique de 7m de long. Les dimensions principales du profilé IPE 400 sont données au tableau E.1. Ces valeurs viennent du catalogue ArcelorMittal [62]. La signification de ces dimensions est reprise schématiquement à la figure E.1. Quant au CLT, il est constitué de 5 couches dont seulement 2 sont parallèles au profilé en acier. Toutes les couches font 40mm d'épaisseur.

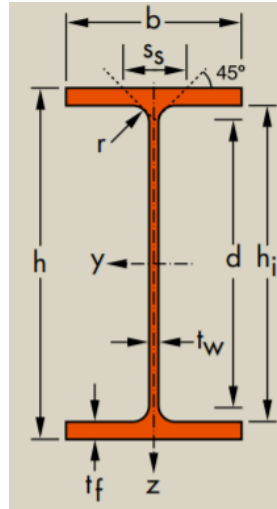


Figure E.1 – Définition des valeurs caractéristiques de la poutre IPE 400.

poids [kg/m]	66,3
h [mm]	400
b [mm]	180
t_w [mm]	8,6
t_f [mm]	13,5
r [mm]	21
h_i [mm]	373

Tableau E.1 – Caractéristiques principales du profilé IPE400.

Je prends comme hypothèse que seules les couches longitudinales de CLT participent à la résistance dans la poutre mixte. Cela simplifie les calculs et l'apport des couches transversales est de toute manière faible.

Je travaille donc avec une poutre mixte à l'allure suivante :

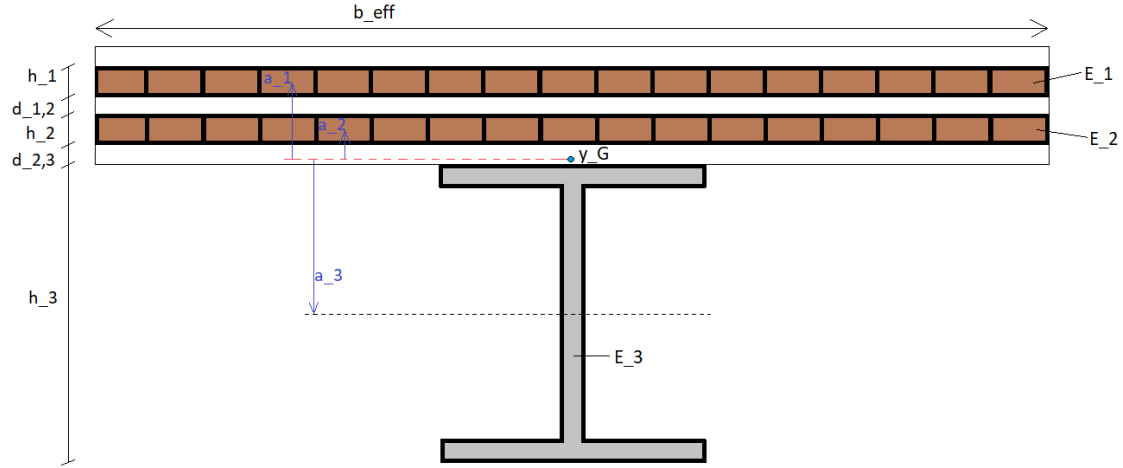


Figure E.2 – Configuration de la poutre mixte étudiée.

Pour commencer les calculs, il a fallu définir une largeur efficace de CLT. Cette largeur se calcule selon l'Eurocode 4 et vaut $b_{eff} = 1,75m$ (voir formule D.1). Ensuite je définis la charge maximale appliquée sur la poutre mixte. Elle correspond à la réaction aux appuis la plus importante que j'avais calculée lors du dimensionnement du panneau CLT (à l'ELU) plus le poids propre de la poutre multiplié par 1,35. Pour rappel, l'appui qui reprend la plus grande charge dans l'annexe A était le deuxième et devait reprendre une charge de 74,04 kN pour 1m de plancher. Donc la charge appliquée sur la poutre mixte la plus contraignante vaut :

$$q = 74,04 + 1,35 \cdot (9,81 \cdot 66,3 \cdot 10^{-3}) = 74,94[kN/m]$$

Je peux alors définir le moment maximal (M_{max}) et l'effort tranchant maximal (V_{max}) appliqués sur la poutre :

$$M_{max} = ql^2/8 = 459,0[kN.m]$$

$$V_{max} = ql/2 = 262,3[kN]$$

Je peux dès lors passer aux calculs de résistance de la poutre mixte.

E.1 Calcul de la rigidité de la poutre

La rigidité de la poutre est définie par $(EI)_{eff}$ et se calcule grâce à la formule suivante :

$$(EI)_{eff} = \sum (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (E.1)$$

Je travaille avec 3 "solides" comme on peut le voir à la figure E.2, ce qui signifie que je dois définir les paramètres de la formule ci-dessus 3 fois.

Les paramètres de l'équation sont définis comme suit et leurs valeurs sont reprises à la figure E.5 :

- $E_1 = E_2 = 12500 MPa$, le module d'élasticité moyen des couches de CLT dans la direction de leurs fibres. $E_3 = 210000 MPa$, le module d'élasticité de l'acier.
- I_i sont les inerties des solides.
 $I_1 = I_2 = 1750 \cdot 40^3 / 12 = 9,33 \cdot 10^6 [mm^4]$
et
 $I_3 = 180 \cdot 400^3 / 12 - (180 - 8,6) \cdot 373^3 / 12 = 218,8 \cdot 10^6 [mm^4]$
- A_i sont les aires des solides.
 $A_1 = A_2 = 1750 \cdot 40 = 70 \cdot 10^3 [mm^2]$
et
 $A_3 = 2 \cdot 180 \cdot 13,5 + 373 \cdot 8,6 = 8068 [mm^2]$
- γ_i sont les coefficients réducteurs qui tiennent compte de la connexion entre les différents solides. Le solide du centre étant celui de référence, $\gamma_2 = 1$. Pour déterminer γ_1 , je reprends la définition de γ déjà présentée pour le dimensionnement de CLT (annexe A formule A.14) :

$$\gamma_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1}{l_{ref}^2} \cdot \frac{d_{1,2}}{b \cdot G_{R,12}}\right)} \quad (E.2)$$

où il est nécessaire de faire quelques adaptations.

$l_{ref} = 7000 mm$ vaut la portée de la poutre pour une poutre sur 2 appuis.

$d_{1,2} = 40 mm$, la distance qui sépare les 2 couches de CLT (comme montré à la figure E.3).

$G_{R,12} = G_{r,mean} = 50 MPa$, le module de roulement du CLT.

Donc :

$$\gamma_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 12500 \cdot 70000}{7000^2} \cdot \frac{40}{1750 \cdot 50}\right)} = 0,925$$

Concernant γ_3 , je reprends la formule dans le rapport de CSTC (qui est la même que dans l'Eurocode 5) :

$$\gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot s}{K_u \cdot l_{ref}^2}\right)^{-1} \quad (E.3)$$

où "s" est l'espacement entre les connecteurs de diamètre d, le long de la poutre. Dans le calcul que j'entreprends je définis "s" comme la distance minimale prescrite par proHolz dans leur document technique sur le CLT (voir figure E.4) : $s = 4 \cdot d$.

K_u est le module de glissement à l'ELU. Il est défini dans l'Eurocode 5 [51] selon la formule

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (E.4)$$

où K_{ser} est le module de glissement qui dépend du type d'organe d'assemblage. Dans le rapport du CSTC, ils définissent cette valeur expérimentalement. Pour ma part, je me base sur l'Eurocode 5 qui définit le module de glissement par organe connecteur pour les assemblages bois-bois grâce à des boulons/tirefonds/pointes (avec avant-trous) avec la formule suivante :

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} d / 23 \quad (E.5)$$

avec ρ_m , la masse volumique moyenne du bois ($500 kg/m^3$). Il est également spécifié dans l'Eurocode que pour un assemblage bois-acier, on peut multiplier k_{ser} par 2,0.

Comme je travaille avec des paires de vis de 15mm de diamètre réparties le long de la poutre, et que je considère que l'on préfore le CLT en usine, j'obtiens alors :

$$K_u = 2 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot (2 \cdot 500^{1,5} \cdot 15 / 23) \right) = 19444 [N/mm]$$

Finalement :

$$\gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 8068 \cdot (4 \cdot 15)}{19444 \cdot 7000^2} \right)^{-1} = 0,487$$

Il est à noter que dans le calcul que j'effectue, le diamètre du connecteur n'a pas d'influence sur γ car s et K_u dépendent tous 2 du diamètre en question. Le diamètre sera important plus tard dans les calculs.

- a_i sont les distances entre les centres de gravité des "solides" et le centre de gravité de la section.

a_2 se détermine selon l'Eurocode 5 (et est adapté à mon cas) :

$$a_2 = - \left(\frac{\gamma_1 E_1 A_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2} + d_{1,2} + \frac{h_2}{2} \right) - \gamma_3 E_3 A_3 \cdot \left(\frac{h_2}{2} + d_{2,3} + \frac{h_3}{2} \right)}{\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2 + \gamma_3 E_3 A_3} \right) \quad (E.6)$$

Donc :

$$\begin{aligned} a_2 &= - \left(\frac{0,925 \cdot 12500 \cdot 70000 \cdot \left(\frac{40}{2} + 40 + \frac{40}{2} \right) - 0,487 \cdot 210000 \cdot 8068 \cdot \left(\frac{40}{2} + 40 + \frac{400}{2} \right)}{0,925 \cdot 12500 \cdot 70000 + 1 \cdot 12500 \cdot 70000 + 0,487 \cdot 210000 \cdot 8068} \right) \\ &= 59,7 [mm] \end{aligned}$$

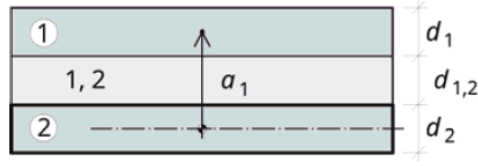


Figure E.3 – Schéma fourni par proHolz pour calculer γ_1 .

		Load in the	Load at angle α to the	Load transverse to the
		Direction of fibre of the top layer		
Distance	in the direction of fibre of the top layer a_1	$4 \cdot d$	$(4 + \cos \alpha) d$	$5 \cdot d$
	at right angles to the direction of fibre of the top layer a_2	$2,5 \cdot d$	$(2,5 + 1,5 \sin \alpha) d$	$4 \cdot d$
Edge distance	stressed edge of the top layer $a_{3,t}$	$6 \cdot d$	$(7 - \cos \alpha) d$	$7 \cdot d$
	non-stressed edge of the top layer $a_{3,c}$	$6 \cdot d$		
	stressed edge of the transverse layer $a_{4,t}$	$6 \cdot d$	$(6 + \sin \alpha) d$	$7 \cdot d$
	non-stressed edge of the transverse layer $a_{4,c}$	$2,5 \cdot d$		

Figure E.4 – Espacements minimums entre les connecteurs dans le CLT.

a_1 et a_3 se calculent de manière géométrique :

$$a_1 = a_2 + \frac{h_2}{2} + d_{1,2} + \frac{h_1}{2} \quad (\text{E.7})$$

$$a_3 = - \left(h_{tot} - d_{0,1} - \frac{h_1}{2} - a_1 - \frac{h_3}{2} \right) \quad (\text{E.8})$$

Donc :

$$a_1 = 59,7 + \frac{40}{2} + 40 + \frac{40}{2} = 139,7 [\text{mm}]$$

$$a_3 = - \left((400 + 200) - 40 - \frac{40}{2} - 139,7 - \frac{400}{2} \right) = -200,3 [\text{mm}]$$

Enfin, je peux déterminer la rigidité de ma poutre mixte en résolvant l'équation E.1 :

$$\begin{aligned}
 (EI)_{eff} &= 12500 \cdot 9,33 \cdot 10^6 + 0,925 \cdot 12500 \cdot 70000 \cdot 139,7^2 + 12500 \cdot 9,33 \cdot 10^6 \\
 &\quad + 1 \cdot 12500 \cdot 70000 \cdot 59,7^2 + 210000 \cdot 218,76 \cdot 10^6 \\
 &\quad + 0,487 \cdot 210000 \cdot 8068 \cdot (-200,3)^2 \\
 &= 9,82 \cdot 10^{13} [\text{N} \cdot \text{mm}^2]
 \end{aligned}$$

	E_i [MPa]	A_i [mm ²]	I_i [mm ⁴]	a_i [mm]	y_i	$\sigma_{i,M}$ [MPa]	$\sigma_{i,N}$ [MPa]
1	12500	70000	9333333	139.674	0.925	1.169	7.552
2	12500	70000	9333333	59.674	1	1.169	3.487
3	210000	8068	218764746	-200.326	0.487	196.319	-95.780
ρ_m [kg/m ³]	500						
d [mm]	15						
k_{ser}	29166.1						
k_u	19444.1						
s_{min} [mm]	60						
L [mm]	7000						
			$(EI)_{eff}$ [N.mm ²]	9.8204E+13			

Figure E.5 – Récapitulatif des valeurs obtenues pour déterminer la rigidité de la poutre mixte.

Dès à présent, je peux calculer les contraintes dans la poutre mixte afin de voir si elle résiste au moment et à l'effort tranchant appliqués.

E.2 Calcul des contraintes

Je passe d'abord en revue le calcul des contraintes dues à la flexion. Ensuite viendra le calcul des contraintes dues à l'effort tranchant.

E.2.1 Calcul de contraintes dues au moment fléchissant

Le calcul de contraintes consiste à calculer séparément les contraintes de flexion dans les différents matériaux (σ_M) et ensuite, on leur ajoute les contraintes normales de flexion grâce à la collaboration entre les différents matériaux (σ_N). La figure E.6 illustre ce que je viens d'énoncer.

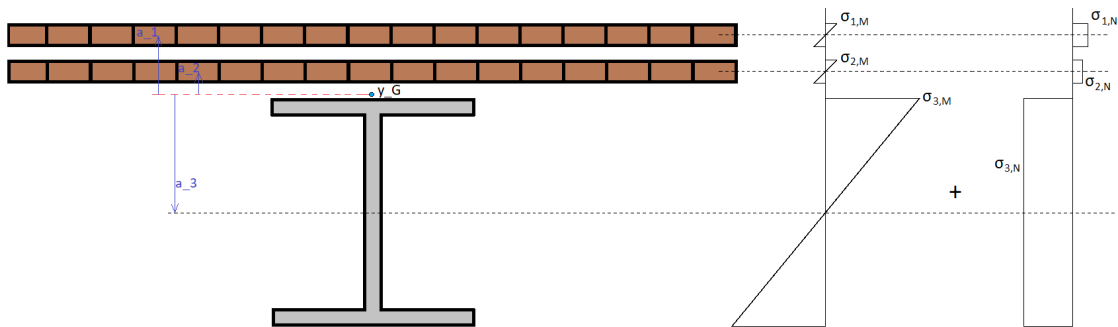


Figure E.6 – illustration des contraintes dans la poutre mixte.

Les 2 formules à appliquer pour trouver la valeur de ces contraintes sont :

$$\sigma_{i,M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_i h_i \cdot M}{(EI)_{eff}} \quad (E.9)$$

$$\sigma_{i,N} = \frac{\gamma_i E_i a_i \cdot M}{(EI)_{eff}} \quad (E.10)$$

Je trouve donc les contraintes dans les 3 solides.

Dans la couche de CLT(1) (tout au-dessus) :

$$\sigma_{1,M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{12500 \cdot 40 \cdot (459,0 \cdot 10^6)}{9,82 \cdot 10^{13}} = 1,17[MPa]$$

$$\sigma_{1,N} = \frac{0,925 \cdot 12500 \cdot 139,7 \cdot (459,0 \cdot 10^6)}{9,82 \cdot 10^{13}} = 7,55[MPa]$$

Dans la couche de CLT(2) ("solide" intermédiaire) :

$$\sigma_{2,M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{12500 \cdot 40 \cdot (459,0 \cdot 10^6)}{9,82 \cdot 10^{13}} = 1,17[MPa]$$

$$\sigma_{2,N} = \frac{1 \cdot 12500 \cdot 59,7 \cdot (459,0 \cdot 10^6)}{9,82 \cdot 10^{13}} = 3,49[MPa]$$

Dans l'acier :

$$\sigma_{3,M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{210000 \cdot 400 \cdot (459,0 \cdot 10^6)}{9,82 \cdot 10^{13}} = 196,32[MPa]$$

$$\sigma_{3,N} = \frac{0,487 \cdot 210000 \cdot -200,3 \cdot (459,0 \cdot 10^6)}{9,82 \cdot 10^{13}} = -95,78[MPa]$$

Il est alors temps de vérifier que la poutre mixte supporte ces contraintes.

On peut voir que dans la couche de CLT(1), la contrainte en son sommet vaut :

$$\sigma = \sigma_{1,N} + \sigma_{1,M} = 8,72[MPa]$$

et la contrainte au pied de la couche vaut :

$$\sigma = \sigma_{1,N} - \sigma_{1,M} = 6,38[MPa]$$

Ces 2 valeurs indiquent que cette couche est entièrement en compression. Je vérifie donc que la contrainte maximale de compression est inférieure à la contrainte de compression admissible ($f_{c,0,d}$). La contrainte de compression admissible se calcule selon :

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad (E.11)$$

avec $f_{c,0,k} = 21\text{MPa}$, la résistance caractéristique à la compression du bois dans le sens de ses fibres. Cette valeur est disponible sur le logiciel de calcul en ligne "Calculatis" conçu par Stora Enso [25] et est reprise à la figure A.2.

$k_{mod} = 0,8$ et $\gamma_M = 1,25$, ces valeurs sont déjà présentées à l'annexe A sur le dimensionnement du CLT.

Donc $f_{c,0,d} = 13,44[\text{MPa}]$ et est effectivement supérieure à la contrainte de compression maximale dans le CLT calculée juste au-dessus.

Pour le CLT, je vérifie également que la flexion composée dans le bois ne dépasse pas sa résistance. Je désire donc satisfaire l'inéquation suivante :

$$\frac{\sigma_{1,N}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{1,M}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (\text{E.12})$$

avec la résistance à la flexion du CLT calculée de la manière suivante :

$$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 24 \cdot \frac{0,8}{1,25} = 15,36[\text{MPa}] \quad (\text{E.13})$$

J'obtiens :

$$\frac{7,55}{13,44} + \frac{1,17}{15,36} = 0,64$$

Le critère de résistance à la flexion composée est donc aussi respecté

Dans la couche de CLT(2), la contrainte en son sommet vaut :

$$\sigma = \sigma_{2,N} + \sigma_{2,M} = 4,66[\text{MPa}]$$

et au pied de la couche :

$$\sigma = \sigma_{2,N} - \sigma_{2,M} = 2,32[\text{MPa}]$$

Cette couche est donc également entièrement comprimée.

Les contraintes dans cette couche sont plus faibles que dans la couche supérieure, je ne vérifie donc pas les critères de résistance pour cette couche.

Enfin, dans l'acier, la contrainte à son sommet vaut $\sigma = \sigma_{3,N} + \sigma_{3,M} = 100,54[\text{MPa}]$ et la contrainte au pied du profilé vaut $\sigma = \sigma_{3,N} - \sigma_{3,M} = -292,1[\text{MPa}]$. La valeur absolue de cette contrainte est supérieure à 275MPa qui correspond à la limite d'élasticité¹ des poutres utilisées pour dimensionner le bâtiment de référence en acier/béton. Donc, à priori, si je désire utiliser la même nuance d'acier, je devrais opter pour une poutre d'une taille supérieure (IPE450 qui satisfait ce critère après vérification). Mais il est également possible de travailler avec une poutre d'une nuance d'acier S355 (dont la limite d'élasticité vaut cette fois 355MPa) et garder

1. La limite d'élasticité du profilé détermine la résistance de ce profilé lors d'un calcul dans son domaine élastique.

un profilé IPE400. Je choisis donc cette deuxième option qui est plus intéressante à tous points de vue. (Il est plus coûteux d'augmenter la taille de la poutre (cela demande beaucoup plus d'acier au prorata du nombre de poutres dans le bâtiment), cela alourdirait la structure, ça pourrait amener à une augmentation de la hauteur du bâtiment pour respecter la hauteur sous-plafond...)

Je viens donc de montrer qu'une poutre mixte isostatique longue de 7m, composée d'un panneau CLT 200 L5s et d'un profilé IPE 400 S355 résiste aux charges appliquées à court terme, sur le bâtiment de référence que je dimensionne.

Dans un deuxième temps, je dois également vérifier que la poutre mixte résiste toujours aux charges pour un calcul à long terme. Je continue donc de suivre la procédure présentée dans le rapport sur le comportement des planchers mixtes en bois béton fait par le CSTC.

E.2.2 Calcul des contraintes de flexion à long terme

Le calcul à long terme est le même que celui présenté précédemment auquel on applique un autre module d'élasticité au CLT et on adapte le module de glissement K_u . Le module d'élasticité du CLT à long terme, sous chargement à l'ELU, prend en considération le fluage du bois selon la formule :

$$E_{CLT,final} = \frac{E_{0,mean}}{1 + \psi_2 k_{def}} \quad (E.14)$$

Où ψ_2 est un coefficient (déjà introduit dans l'annexe A) qui tient compte du caractère quasi-permanent des charges variables. Pour les charges permanentes, ce coefficient vaut 1. Comme j'ai plusieurs charges appliquées à la poutre mixte (variables et permanentes), cela signifie qu'il y a plusieurs coefficients ψ_2 . Je prends donc une moyenne de ces coefficients selon la formule suivante :

$$\psi_2 = \frac{\sum \psi_{i,2} \cdot q_i}{\sum q_i} \quad (E.15)$$

Pour rappel, j'ai 2 charges permanentes : le poids propre du plancher ($1kN/m^2$) et les autres charges permanentes ($1,5kN/m^2$). Les 2 charges variables sont les charges de bureaux ($4kN/m^2$) auxquelles correspond un coefficient $\psi_2 = 0,3$ (voir figure A.6) et la neige à laquelle correspond un coefficient $\psi_2 = 0$.

Donc :

$$\psi_2 = \frac{1 \cdot 1 + 1 \cdot 1,5 + 0,3 \cdot 4 + 0 \cdot 1,7}{1 + 1,5 + 4 + 1,7} = 0,45$$

Le coefficient k_{def} est donné dans le document technique proHolz [57] et vaut 0,8. Le module d'élasticité final vaut alors :

$$E_{CLT,final} = \frac{12500}{1 + 0,45 \cdot 0,8} = 9185[MPa]$$

Quant au module de glissement, le CSTC utilise la formule :

$$K_{u,final} = \frac{K_u}{1 + \psi_2 \cdot k_{def,connexion}} \quad (E.16)$$

où $k_{def,connexion}$ est un coefficient qu'ils ont eux-mêmes introduit après l'avoir déterminé expérimentalement (l'Eurocode 5 ne fait pas allusion à un coefficient de déformation propre à la connexion). Grâce à leurs expériences, ils trouvent un coefficient réduit, qui a donc moins d'impact sur $K_{u,final}$. Comme mon mémoire ne contient aucune expérience, j'utilise la formule de base E.17. Il serait intéressant d'étudier expérimentalement si l'on obtient également un coefficient $k_{def,connexion}$ réduit en connectant du CLT et de l'acier. D'ailleurs, l'Eurocode 5 fournit une formule pour trouver k_{def} dans un assemblage bois-bois aux propriétés différentes. Il est donc potentiellement possible de définir un nouveau k_{def} (pour un assemblage bois-acier qui a forcément des propriétés différentes) dans le cas de mon étude qui réduirait son impact pour le dimensionnement à l'ELU à long terme.

$$K_{u,final} = \frac{K_u}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}} = \frac{19444}{1 + 0,45 \cdot 0,8} = 14287[N/mm] \quad (E.17)$$

Je peux alors définir les nouvelles caractéristiques de la poutre mixte (γ_1 , γ_3 , a_2 , a_1 et a_3) disponibles à la figure E.7 qui me permettent alors de connaître la raideur effective de la poutre à l'ELU à long terme : $(EI)_{eff} = 8,78 * 10^{13}[N.mm^2]$

Ensuite, je calcule les nouvelles contraintes dans ma section.

Pour la couche de CLT(1) tout au dessus :

$$\sigma_{1,M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{9185 \cdot 40 \cdot (459 * 10^6)}{8,78 * 10^{13}} = 0,96[MPa]$$

$$\sigma_{1,N} = \frac{0,944 \cdot 9185 \cdot 149 \cdot (459 * 10^6)}{8,78 * 10^{13}} = 6,69[MPa]$$

Dans l'acier :

$$\sigma_{3,M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{210000 \cdot 400 \cdot (459 * 10^6)}{8,78 * 10^{13}} = 219,62[MPa]$$

$$\sigma_{3,N} = \frac{0,411 \cdot 210000 \cdot -191 \cdot (459,0 * 10^6)}{8,78 * 10^{13}} = -86,20[MPa]$$

Je trouve alors que la contrainte maximale de compression dans le CLT vaut :

$$\sigma = 0,96 + 6,69 = 7,65[MPa]$$

E.2. Calcul des contraintes

	E _i [MPa]	A _i [mm ²]	I _i [mm ⁴]	a _i [mm]	y _i	σ _{i,M} [MPa]	σ _{i,N} [MPa]
1	9185	70000	9333333	148.07	0.944	0.958	6.694
2	9185	70000	9333333	68.07	1	0.958	3.259
3	210000	8068	218764746	-191.93	0.411	218.961	-86.359
1+ψ ₂ *k _{def}	1.361		(EI) _{eff} [N.mm ²]	8.8049E+13			
ρ _m [kg/m ³]	500						
d [mm]	15						
k _{ser} [N/mm]	29166.1						
k _{u,final} [N/mm]	14286.9						
s _{min} [mm]	60						
L [mm]	7000						
CLT(1)							
σ _{c,d} [MPa]	7.65	f _{c,d} [MPa]	13.44				
flexion composée	0.56	<= 1					
Acier							
σ _{t,d} [MPa]	305.32	f _{y,d} [MPa]	355				

Figure E.7 – Récapitulatif des valeurs nécessaires au dimensionnement de la poutre mixte à l'ELU à long terme.

inférieure à 13,44MPa. Je vérifie également que la flexion composée ne pose pas de problème :

$$\frac{6,69}{13,44} + \frac{0,96}{15,36} = 0,56 \leq 1$$

Enfin, au pied de l'acier, la contrainte de traction vaut :

$$\sigma = -86,20 - 219,62 = -305,83[MPa]$$

inférieure à 355MPa (en terme de valeurs absolues).

Maintenant qu'on sait que la poutre résiste au moment fléchissant maximal appliqué dans le cadre de mon étude, regardons ce qu'il se passe face à l'effort tranchant maximal.

E.2.3 Calcul des contraintes de cisaillement vertical dues à l'effort tranchant maximal

Je vérifie que le profilé en acier peut reprendre l'effort tranchant maximal à lui tout seul. C'est aussi ce qui est proposé dans l'Eurocode 4 [71].

Je désire donc vérifier l'équation suivante :

$$\tau_{z,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{A_v} \leq f_{v,d} \quad (\text{E.18})$$

où :

- V_d est l'effort maximal appliqué ($V_{max} = 262,3kN$).
- A_v est l'aire de la poutre en acier qui reprend l'effort tranchant, elle est représentée à la figure C.3 et son équation est déjà fournie à la formule C.5. Elle vaut, pour une poutre IPE400² :

$$A_v = 8446 - 2 \cdot 180 \cdot 13,5 + (8,6 + 2 \cdot 21) \cdot 13,5 = 4269[mm^2]$$

- $f_{v,d}$ est l'effort tranchant que peut reprendre l'acier. Il vaut :

$$f_{v,d} = f_y / \sqrt{3} = 355 / \sqrt{3} = 205[MPa]$$

La vérification donne donc :

$$\tau_{z,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{(262,3 \cdot 10^3)}{4269} = 92,2[MPa]$$

qui est bel et bien inférieur à 205MPa, donc le profilé en acier est effectivement capable de reprendre l'effort tranchant.

E.3 Résistance des connecteurs

À court terme

À présent, on désire savoir si les connecteurs sont capables de résister à l'effort de cisaillement entre le CLT et l'acier. On désire donc satisfaire l'inéquation suivante :

$$F_d = \frac{\gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3 \cdot s}{(EI)_{eff}} \cdot V_d \leq P_{Rd} \quad (E.19)$$

où l'on connaît déjà tous les paramètres à gauche de l'inéquation³. Pour rappel $s_{min} = 4 \cdot d = 4 \cdot 15 = 60[mm]$. La valeur du diamètre d n'est pas choisie par hasard, elle résulte d'une recherche paramétrée expliquée juste en-dessous. s_{min} prend son importance dans cette partie-ci des calculs selon la méthode Gamma.

Je trouve donc :

$$F_d = \frac{0,487 \cdot 210000 \cdot 8068 \cdot 200,3 \cdot 60}{9,82 \cdot 10^{13}} \cdot 262,3 = 26,49[MPa]$$

Concernant la résistance des connecteurs (P_{Rd}), ils sont calculés selon les calculs présentés dans l'annexe B. La résistance des connecteurs est clairement le point

2. $8446mm^2$ correspond à l'aire de la poutre en prenant en compte des arrondis entre l'âme du profilé et ses semelles, c'est pour cela que l'aire diffère un peu de l'aire utilisée dans les calculs plus tôt dans l'annexe.

3. a_3 est pris positivement dans cette équation car je désire juste une distance.

le plus sensible du calcul de la poutre mixte. J'ai donc fait varier les paramètres diamètre, longueur et classe de résistance dans les limites du possible afin d'obtenir une résistance supérieure à 26,5MPa. J'ai donc besoin d'une paire de vis de 15mm de diamètre, longues de 210mm et de classe de résistance 8.8 pour obtenir $P_{Rd} = 27,1[kN]$.

À long terme

Le calcul est le même que le précédent avec les valeurs définissant la section à long terme. L'effort maximal à reprendre par une paire de vis est donc défini comme suit :

$$F_d = \frac{0,411 \cdot 210000 \cdot 8068 \cdot 191,9 \cdot 60}{8,80 \cdot 10^{13}} \cdot 262,3 = 23,89[MPa]$$

Cet effort est moindre que celui trouvé à l'ELU à court terme. Il n'est donc pas dimensionnant.

Il me reste une dernière vérification à faire pour justifier le choix du profilé IPE400 pour ma poutre mixte dans le cas étudié. Il s'agit du calcul des flèches (à court terme et à long terme) qui doivent être limitées.

E.4 Calcul de flèches aux états limites de service.

Pour les calculs de flèches, je dois définir une nouvelle rigidité de ma poutre mixte. Effectivement, cette fois elle ne dépend plus du module de glissement K_u mais bien du module de glissement K_{ser} . Ce coefficient est déjà présenté à l'équation E.5 plus haut dans l'annexe. Ce coefficient est défini par organe d'assemblage, donc je le multiplie par 2 pour qu'il convienne à mon cas.

$$K_{ser} = 2 \cdot (500^{1,5} \cdot 15/23) = 29166[N/mm]$$

Je définis alors un nouveau γ_3 :

$$\gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot s}{K_{ser} \cdot l_{ref}^2} \right)^{-1} \quad (E.20)$$

Il vaut cette fois $\gamma_3 = 0,588$. Je trouve alors de nouveaux a_i selon la méthode énoncée au début de cette annexe qui me permettent ensuite de calculer ma nouvelle rigidité : $(EI)_{eff} = 1,05 \cdot 10^{14}[N.mm^2]$. Les valeurs chiffrées sont reprises à la figure E.8.

Je peux alors calculer les flèches de ma poutre mixte selon la formule bien connue pour une poutre isostatique :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384(EI)_{eff}} \quad (E.21)$$

	E _i [MPa]	A _i [mm ²]	I _i [mm ⁴]	a _i [mm]	v _i [/]
1	12500	70000	9333333	152.394	0.925
2	12500	70000	9333333	72.394	1
3	210000	8068	218764746	-187.606	0.588
ρ _m [kg/m ³]	500		(EI) _{eff} [N.mm ²]	1.046E+14	
d [mm]	15.0				
k _{ser}	29166.1				
s _{min} [mm]	60				
L [mm]	7000				
f _{max,CT} [mm]	15.46	<= l/300	23.3		
f _{max,LT} [mm]	21.52	<= l/250	28.0		

Figure E.8 – Récapitulatif des valeurs obtenues pour les calculs de flèches à court terme (CT) et à long terme (LT).

Pour connaître la flèche maximale, je désire connaître quelle est la charge q la plus élevée que l'on puisse appliquer sur la poutre mixte aux états limites de service. Pour ce faire, je vais voir ma feuille de calcul Excel utilisée pour dimensionner mon panneau CLT (décrite dans l'annexe A).

Pour la flèche à court terme, je désire connaître la réaction aux appuis la plus élevée avec les charges qui lui sont appliquées. Je reprends donc les charges calculées à court terme ($q_1 = 2,5 \text{ kN/m}$ et $q_2 = 7,35 \text{ kN/m}$, voir tableau A.12) auxquelles j'applique les coefficients qui donnent la réaction maximale (coefficients déterminés pour le calcul à l'ELU) :

$$R_2 = 1,127 \cdot 2,5 \cdot 6 + 1,174 \cdot (7,35 - 2,5) \cdot 6 = 51,07 [\text{kN}]$$

sur 1m de poutre. J'ajoute ensuite le poids propre du profilé IPE 400 (0,65kN/m) et j'obtiens :

$$q_{CT} = 0,65 + 51,07 = 51,72 [\text{kN/m}]$$

La flèche à court terme vaut alors :

$$f_{max,CT} = \frac{5 \cdot 51,72 \cdot 7000^4}{384 \cdot 1,05 \cdot 10^{14}} = 15,5 [\text{mm}]$$

Comme je désire une flèche à court terme inférieure à $l/300 = 23,3 \text{ mm}$, ce critère est respecté.

Je fais pareil pour la flèche à long terme :

$$R_2 = 1,127 \cdot 4,5 \cdot 6 + 1,174 \cdot (10,31 - 4,5) \cdot 6 = 71,35 [\text{kN}]$$

sur 1m de poutre. Donc : $q_{LT} = 0,65 + 71,35 = 72,00 [\text{kN/m}]$

Pour le calcul de flèche à long terme, j'utilise la même rigidité de poutre que

celle utilisée juste au-dessus car le coefficient de déformation k_{def} a déjà été inséré dans mon calcul des combinaisons de charges à long terme (voir partie A.3.2). Si j'applique à nouveau k_{def} sur le module d'élasticité du CLT (comme cela a été fait pour la résistance à l'ELU à long terme), ce serait redondant.

La flèche à long terme vaut alors :

$$f_{max,CT} = \frac{5 \cdot 72,00 \cdot 7000^4}{384 \cdot 1,05 \cdot 10^{14}} = 21,5[mm]$$

Comme je désire une flèche à long terme inférieure à $l/250 = 28,0mm$, ce critère est respecté.

E.5 Résistance au feu

Afin de connaître l'épaisseur d'isolant à appliquer sur le profilé en acier pour qu'il résiste pendant au moins 60 minutes, je me réfère au point C.3.

Je trouve alors qu'il faut appliquer l'isolant en spray sur une épaisseur de 10mm pour que le profilé résiste 63minutes 20secondes à un incendie.

E.6 Réduction du nombre de connecteurs.

On a vu au point E.3 qu'il fallait espacer les paires de vis (de 15mm de diamètre, longues de 210mm et de classe de résistance 8.8) tous les 6cm le long de la poutre pour parvenir à reprendre l'effort de cisaillement maximal. Cela représente alors 161 paires de vis à disposer le long d'une poutre longue de 7m (soit 232 vis au total par poutre).

Pour une poutre chargée uniformément sur sa longueur, l'effort tranchant a une distribution triangulaire le long de la poutre (comme on peut l'apercevoir à la figure E.9), et donc l'effort de cisaillement aussi. Cela veut donc dire que l'effort de cisaillement à reprendre par les vis diminue le long de la poutre jusqu'à devenir nul au centre de la poutre. Donc on devrait pouvoir mettre moins de vis au centre. J'ai tout de même envoyé un mail au CSTC (ceux qui sont à l'origine du document sur lequel je me base pour dimensionner selon la méthode Gamma) pour savoir si je pouvais effectivement utiliser la méthode Gamma pour plusieurs "tranches" de poutre mais je n'ai malheureusement pas eu de réponse.

Je me suis quand même lancé dans les calculs pour voir combien de vis on peut espérer économiser en considérant plusieurs tranches de poutre. Pour ce faire, je n'ai peut-être pas fait le calcul le plus optimal mais il donne déjà une bonne idée. Je commence par diviser la poutre en tranche de 1m comme on peut le voir à la figure E.9. Seules les tranches du centre font 0,5m de long étant donné que je

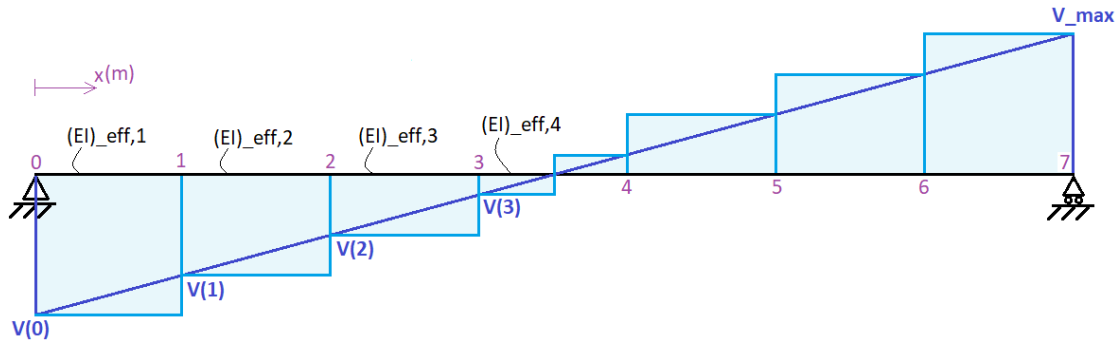


Figure E.9 – Représentation de la poutre étudiée.

travaille sur une demi-longueur (3,5m).

Ensuite, je calcule l'effort tranchant au début de chaque tranche qui correspond à l'effort de cisaillement maximal à reprendre sur cette tranche. Cet effort tranchant se calcule facilement selon la formule bien connue : $V(x) = R - qx$. Maintenant, je travaille sur chaque tranche séparément en désirant connaître l'espacement nécessaire entre chaque paire de vis pour résister à l'effort tranchant maximal de la tranche considérée.

Cela veut donc dire que, pour chaque tranche considérée, je désire calculer l'effort de cisaillement maximal dans les paires de vis selon la formule E.19 à l'ELU à court terme (car c'est ce cas qui était le plus dimensionnant). Comme "s" est différent pour chaque tranche, cela veut dire que chaque tranche a un degré de connexion γ_3 différent et une rigidité effective $(EI)_{eff}$ différente. Cette variation de "s" pour chaque tranche de poutre impacte aussi les calculs de flèches donc il me faudra calculer la flèche au centre de la poutre comme la somme des flèches de chaque tranche.

Dans un premier temps, je calcule tous les paramètres affectés par "s" à l'ELU (c'est-à-dire γ_3 , a_2 , a_1 , a_3 et enfin $(EI)_{eff}$) pour enfin trouver la force de cisaillement F_d que les vis doivent reprendre. Pour rappel, les paires de vis sont capables de reprendre jusqu'à 27,1kN donc il faut espacer les vis jusqu'à obtenir cette valeur pour F_d .

Une dernière chose à prendre en compte est le fait que l'espacement entre les paires de vis doit être inférieure ou égale à 4 fois l'espacement minimum, d'après l'Annexe B de l'Eurocode 5.

Les résultats de tous les nouveaux paramètres pour chaque tranche est disponible à la figure E.10. On voit aussi sur cette figure le nombre de paires de vis qu'il faut pour chaque tranche (colonne 3). Il faut donc un total de 140 vis pour satisfaire le calcul à l'ELU des poutres mixtes en utilisant la méthode Gamma avec "s" qui varie.

	s_max [mm]	nbre de vis [/]	V [kN]	y_3 [/]	a_2 [mm]	a_1 [mm]	a_3 [mm]	(EI)_eff [N.mm ²]	F_d [kN]
[0 ; 1]	61	17	262.3	0.483	59.11	139.11	-200.89	9.79229E+13	26.86
[1 ; 2]	94	11	187.4	0.377	43.66	123.66	-216.34	9.01501E+13	27.02
[2 ; 3]	201	5	112.4	0.221	15.79	95.79	-244.21	7.61388E+13	27.12
[3 ; 3.5]	244	2	37.5	0.189	9.28	89.28	-250.72	7.28655E+13	10.09

Figure E.10 – Résultats intermédiaires pour définir le nombre de paires de vis le long de la poutre (d=15mm, l=210mm et classe de résistance : 8.8).

Ensuite, je vérifie que la tranche entre 3 et 3,5m sait effectivement reprendre le moment maximal au centre de la poutre. Pour cette tranche, je calcule donc les contraintes $\sigma_{i,M}$ et $\sigma_{i,N}$ pour le moment maximal de 459kN.m ; elles sont reprises à la figure E.11. Comme le degré de connexion est plus réduit pour cette tranche, les contraintes dans le CLT se voient réduites mais les contraintes dans l'acier sont augmentées. Il faut donc faire attention que la contrainte maximale de traction est toujours inférieure à 355MPa. Après calcul, je trouve que la contrainte de traction maximale dans l'acier vaut 327,4MPa qui est un résultat satisfaisant.

Je vois aussi qu'il y a un peu de traction qui apparaît au bas du CLT mais qui n'est pas dérangeant. En effet, la contrainte de traction vaut 0,84MPa et le CLT peut en accepter 8,96MPa.

$$(f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 14 \cdot \frac{0,8}{1,25} = 8,96[MPa]).$$

	s_max [mm]	M [kN.m]	y_3 [/]	$\sigma_{1,M}$ [MPa]	$\sigma_{1,N}$ [MPa]	$\sigma_{2,M}$ [MPa]	$\sigma_{2,N}$ [MPa]	$\sigma_{3,M}$ [MPa]	$\sigma_{3,N}$ [MPa]
[3 ; 3.5]	244	459.03	0.189	1.57	6.51	1.57	0.73	264.59	-62.79
				$\sigma_{c,max}$ [MPa]	8.08	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	-0.84	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	327.38

Figure E.11 – Contraintes au centre de la poutre mixte à l'ELU court terme.

Pour terminer de vérifier que la tranche au centre sait effectivement reprendre le moment maximal, je refais également les calculs à l'ELU à long terme. Je trouve donc un nouveau degré de connexion encore un peu plus réduit ($\gamma_3 = 0,146$) et de nouvelles caractéristiques pour la poutre mixte. Je trouve alors que la contrainte de traction maximale dans l'acier vaut 342,8MPa, ce qui est toujours inférieur à 355MPa.

Enfin je calcule les flèches au bout de chaque tranche que j'additionne avec la précédente pour obtenir la flèche au centre puisque la formule qui définit la flèche est la suivante :

$$\delta(x) = \int \int \frac{M(x)}{EI} dx \quad (E.22)$$

où l'inertie de la section n'est pas constante sur toute la poutre mais constante par tranche de 1m.

Je cherche donc :

$$\delta(3, 5) = \int_0^1 \frac{M(x)}{(EI)_{eff,1}} + \int_1^2 \frac{M(x)}{(EI)_{eff,2}} + \int_2^3 \frac{M(x)}{(EI)_{eff,3}} + \int_3^{3.5} \frac{M(x)}{(EI)_{eff,4}}$$

Pour une poutre isostatique chargée uniformément sur sa longueur, l'équation qui donne le moment en fonction de x est bien connue : $M(x) = -ql/2 \cdot x + q \cdot x^2/2$ et sa double intégrale vaut donc :

$$\int_a^b \int_a^b M(x) = \frac{1}{EI} \cdot \left[\frac{q}{24} \cdot x^4 - \frac{ql}{12} \cdot x^3 + C_1 \cdot x + C_2 \right]_a^b \quad (E.23)$$

où je détermine les constantes C_1 et C_2 grâce aux conditions aux limites.

La flèche aux appuis vaut 0 donc $\delta(0) = 0$ me permet de trouver $C_2 = 0$ et $\delta(7) = 0$ me permet de trouver que $C_1 = ql^3/24$.

Dès lors, je calcule la rigidité effective pour chaque tranche et ensuite la flèche qui lui correspond. Les résultats de chacune de ces flèches est disponible à la figure E.12.

Quand j'additionne toutes les flèches, j'obtiens une flèche à court terme de 16,7mm qui est supérieure à la flèche trouvée avec "s" constante tout le long de la poutre mais toujours inférieure au critère de flèche de 23,3mm.

Pour la flèche à long terme, elle vaut 23,3mm. Elle est également supérieure à la flèche à long terme calculée avec "s" constant sur toute la poutre et toujours inférieure au critère de flèche de 28mm.

x[m]	s [mm]	y_3	a_2 [mm]	a_1 [mm]	a_3 [mm]	(EI)_eff [N.mm²]	δ_CT [mm]	δ_LT [mm]
1	61	0.584	71.92	151.92	-188.08	1.04361E+14	6.81	9.49
2	94	0.476	58.19	138.19	-201.81	9.74608E+13	5.75	8.00
3	201	0.298	30.43	110.43	-229.57	8.34987E+13	3.66	5.10
3.5	244	0.259	23.30	103.30	-236.70	7.99138E+13	0.49	0.69
							16.72	23.28
							> 23.33	> 28

Figure E.12 – Résultats des calculs de flèches.

APPENDICE F

Bâtiment de référence non-simplifié en mixte acier/CLT

Je présente rapidement les démarches suivies pour dimensionner la structure de référence non simplifiée en mixte acier/CLT. Dans ce cas d'étude, le plancher CLT est continu sur toute la longueur du bâtiment et connecté bout à bout avec des connexions rigides.

F.1 Plancher CLT

Pour déterminer le plancher CLT, je dessine les lignes d'influence pour savoir où placer les charges variables afin d'avoir les cas les plus défavorables pour les calculs de résistance des matériaux à l'ELU et de flèches à l'ELS. Après les avoir dessiné, je compare donc les 6 cas de charges (Cdc) représentés à la figure F.1.

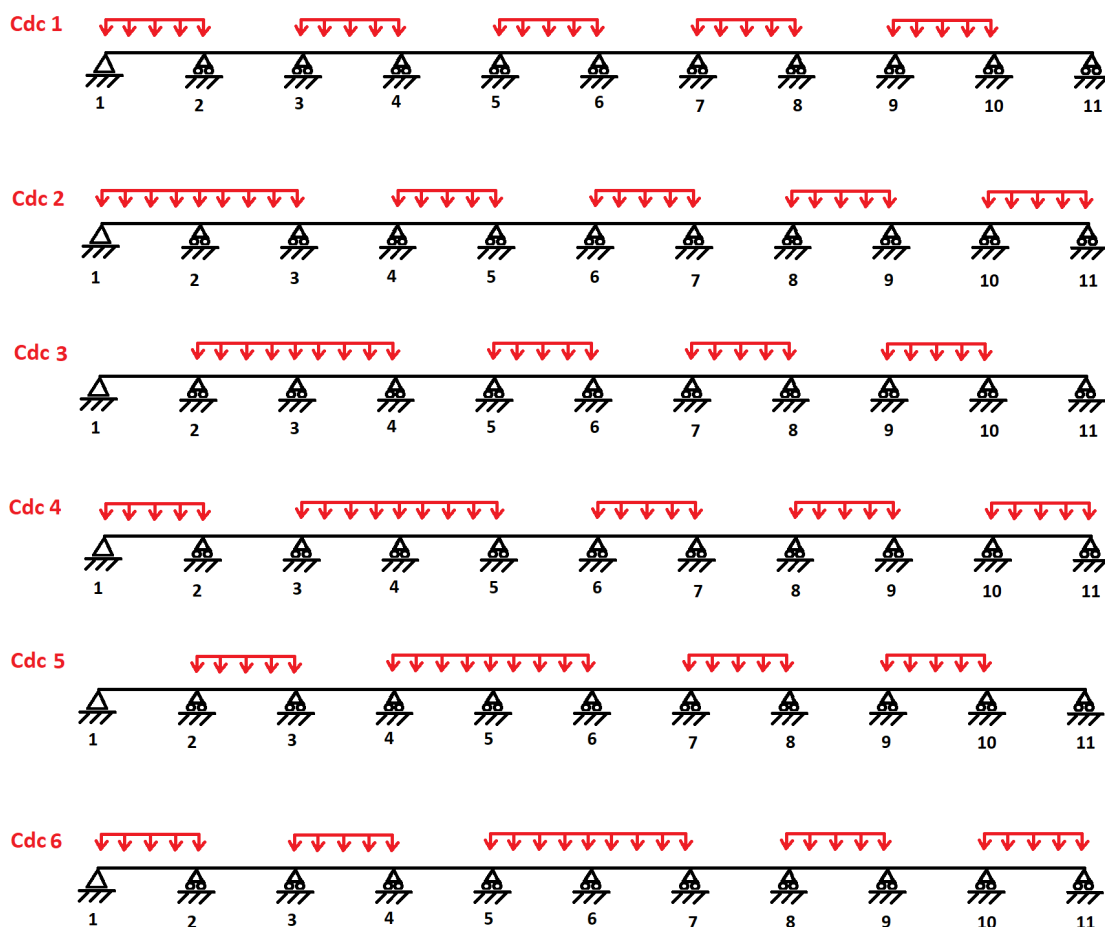


Figure F.1 – Combinaisons de charges possibles.

Je trouve alors que le cas de figure 2 (Cdc 2) (combiné aux charges permanentes réparties sur toute la longueur du plancher) donne le moment le plus élevé au niveau de l'appui 2. Le cas de figure 1 (Cdc 1) (combiné aux charges permanentes) donne le moment le plus élevé en travée (première travée).

Après avoir effectué les calculs selon la même procédure que décrite à l'Annexe A je trouve que les panneaux CLT120 L5s répondent positivement à tous les critères de dimensionnement aussi bien en plancher qu'en toiture. (Les panneaux CLT100 L5s ne sont plus bons d'un point de vue flèche à court terme et résistance au feu pendant 60minutes, les panneaux CLT 120 L3s ne sont pas suffisamment résistants (quant aux flèches et résistance au feu, je n'ai pas les résultats (comme les calculs différent pour du CLT à 3 couches) mais ça ne change pas la conclusion).)

F.2 Profilé en acier pour les poutres mixtes longues de 7m

Les poutres mixtes de 7m de long sont toutes les poutres numérotées impaires à la figure F.1.

Pour connaître la charge maximale qui leur est appliquée, je me suis basé sur le cas de charge 5 (Cdc 5) qui donne la plus grande réaction d'appui dans l'appui 5. Après avoir effectué les calculs selon la même procédure que celle décrite à l'Annexe E, j'obtiens que le profilé IPE 330 S275 convient pour le bâtiment dimensionné à condition d'utiliser des paires de vis longues de 120mm, de 13mm de diamètre¹ et espacées d'au maximum 57mm si leur classe de résistance est 4.6 pour reprendre l'effort de cisaillement maximal. Le degré de connexion à l'ELU court terme vaut dans ce cas 0,539.

Si on augmente la classe de résistance des vis à 12.9, on peut alors espacer les paires de vis de 68mm. Si on garde une distance constante entre les paires de vis sur toute la longueur de la poutre, il en faut 244 pour les vis 4.6 contre 204 pour les vis 12.9. Cela représente une réduction de 40 vis par poutre, soit une réduction de (40×72^2) 2880 vis pour le bâtiment (en pourcentage, cela fait une réduction de 16%).

Si on choisit les vis 12.9 espacées de 68mm, le degré de connexion à l'ELU court terme vaut alors 0,495. Si maintenant, on veut réduire le nombre de vis associés aux vis 12.9 (204) comme expliqué au point E.6, on peut en mettre plus que 128 sur la longueur (15 paires entre 0 et 1m, 10 paires entre 1 et 2m, 5 paires entre 2 et 3m et 2 paires entre 3 et 3,5m).

Ce profilé doit être protégé d'un spray de 10mm d'épaisseur qui lui confère dès lors une résistance au feu de 63minutes et 21secondes.

L'utilisation d'un profilé de taille inférieure pose problème quant au critère de flèche à long terme, elle vaut 29mm alors qu'elle ne devrait pas dépasser 28mm. Aussi la nuance d'acier ne suffit pas, il faudrait l'augmenter à S355.

1. Je me limite à l'utilisation de vis de diamètre de 13mm car au-delà, la longueur de pénétration de la vis dans le CLT n'est plus supérieure à 8 fois le diamètre de la vis ($8 \times 14 = 112mm > 108,5mm = 120 - t_f$ où l'épaisseur de la semelle d'acier vaut $t_f = 11,5mm$). Ce critère est introduit dans l'Annexe B.

2. Il y a 6 étages comprenant chacun 12 poutres de 7m.

F.3 Profilé en acier pour les poutres mixtes longues de 14m

Ces profilés en acier sont présents uniquement dans le bâtiment de référence non-simplifié. Ils parcourent toute la largeur du bâtiment et reposent sur 3 appuis (qui ne sont autres que les poutres qui parcourent la longueur du bâtiment (voir figure 3.2)). Ces poutres sont donc hyperstatiques.

Ces profilés en acier constituent les poutres paires à la figure F.1. Il y a 4 profilés de ce type par étage dans le bâtiment (on ne prend pas en compte la poutre centrale ($n^{\circ}6$) qui doit être dimensionnée autrement comme il y a des trémies au centre du bâtiment).

Pour connaître la charge la plus élevée sur ces profilés, je me suis basé sur le cas de charge 2 qui donne la plus grande réaction d'appui dans l'appui 2.

Maintenant, quand je me concentre sur le dimensionnement de la poutre hyperstatique (avec un seul degré d'hyperstaticité), j'étudie 2 cas de charge.

Pour faire les calculs de résistance au moment maximal et à l'effort tranchant maximal, je regarde les efforts dans l'appui central occasionnés par les charges permanentes et variables réparties sur toute la longueur de la poutre (comme représenté à la figure F.2). Le profilé doit donc être capable de résister à un moment de flexion de $-226,0\text{kN.m}$ et à un effort tranchant maximal de $322,9\text{kN}$. Les vis quant à elles doivent pouvoir reprendre un effort tranchant maximal de $161,4\text{kN}$ (de part et d'autre de l'appui central).

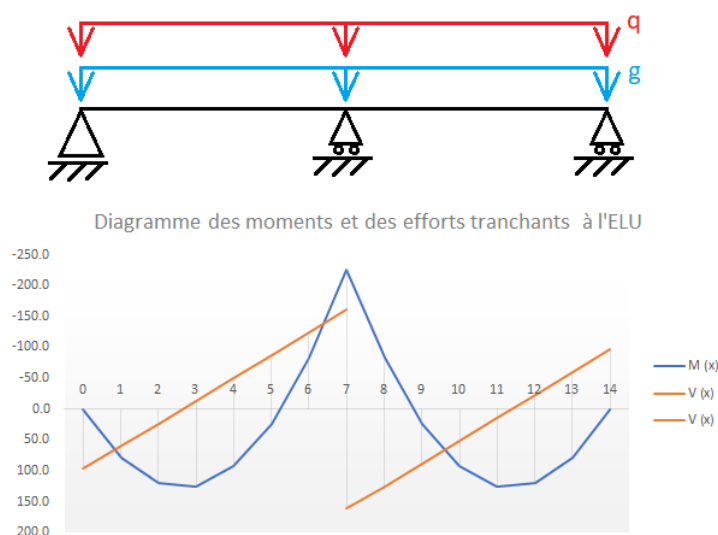


Figure F.2 – Représentation de la poutre chargée à l'ELU et son diagramme des efforts internes.

Comme le moment maximal dans la poutre est négatif, je vérifie cette fois que la contrainte maximale dans le CLT est inférieure à la résistance à la traction du CLT. Les résultats des calculs à l'ELU court terme sont visibles à la figure suivante :

	E _i [MPa]	A _i [mm ²]	I _i [mm ⁴]	a _i [mm]	y _i	σ _{i,M} [MPa]	σ _{i,N} [MPa]
1	12500	35000	1166667	108.815	0.969	-0.690	-7.284
2	12500	35000	1166667	68.815	1	-0.690	-4.751
3	210000	5983	111451454	-136.185	0.446	-191.399	70.413
p _m [kg/m ³]	500		(EI) _{eff} [N.mn]	4.0913E+13			
d [mm]	13						
k _{ser}	25277.3						
k _u	16851.5						
s _{min} [mm]	53	> 52					
L [mm]	7000						
CLT(1)							
σ _{t,d} [MPa]	-7.97	f _{t,d} [MPa]	-8.96				
flexion comp	0.86	<= 1					
Acier							
σ _{c,d} [MPa]	261.81	f _{y,d} [MPa]	275				

Figure F.3 – Résultats à l'ELU court terme.

Concernant les calculs de flèches, je regarde le diagramme des moments dans la poutre lorsque les charges variables sont appliquées sur une demi-longueur de poutre (comme représenté à la figure F.4). (Pour différencier les charges variables des charges permanentes, je regarde la réaction d'appui n°2 du CLT lorsqu'il est soumis aux charges variables et permanentes et lorsqu'il n'est soumis qu'aux charges permanentes.)

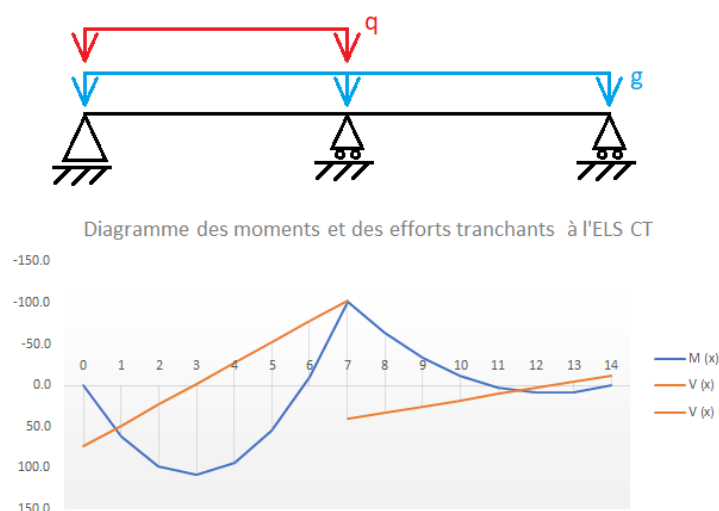


Figure F.4 – Représentation de la poutre chargée à l'ELS et son diagramme des efforts internes à court terme.

Enfin, je trouve qu'il faut un profilé IPE 330 S275 pour satisfaire tous les critères de dimensionnement à condition d'utiliser des paires de vis longues de 120mm, de 13m de diamètre, de classe de résistance 12.9 et espacées tous les 53mm. Nous sommes donc très proches des limites d'utilisation des connecteurs et par conséquent du profilé.

Si on espace les vis de manière constante (tous les 53mm) le long de la poutre, il en faut 528 pour couvrir les 14m. Si on réduit ce nombre en suivant le principe du point E.6, il n'en faut plus que 360. Pour réduire le nombre de vis, je travaille avec des tranches de 1 et 0,5m sur la demi-travée soumise aux plus grands efforts tranchants. J'analyse donc le nombre de vis à mettre sur la demi-travée comprise entre 7 et 10,5m, comme on peut l'apercevoir à la figure F.5. Concernant les efforts de cisaillement maximaux à reprendre par tranche, ils sont déterminés lorsque la poutre est soumise aux charges variables et permanentes réparties uniformément sur les 2 travées.

En réduisant le nombre de vis, cela change les rigidités effectives de la poutre, je fais donc attention que les flèches restent acceptables et que le moment maximal en travée soit toujours inférieur au moment résistant. Ces dernières vérifications sont faites avec la poutre soumise aux charges variables sur une des deux travées.

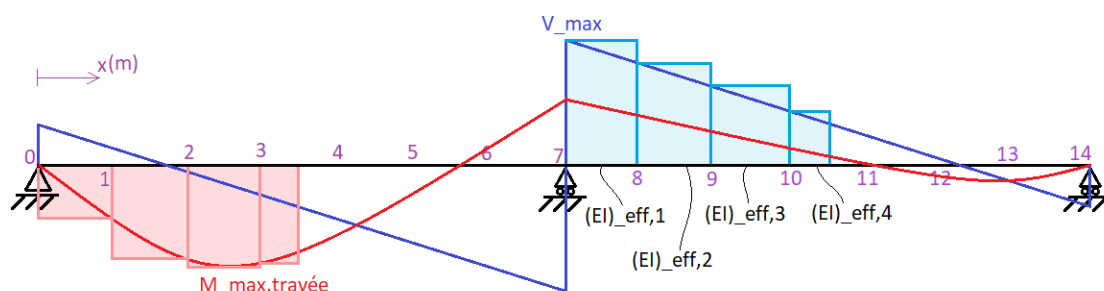


Figure F.5 – Poutre de 14m étudiée par tranches avec son effort tranchant maximal et son effort de flexion maximal en travée.

Finalement, ce profilé IPE 330 doit être recouvert d'un spray ignifuge d'une épaisseur de 9mm pour résister à un incendie pendant 60minutes et 27 secondes. Pour obtenir ce résultat, j'ai suivi la même procédure qu'au point C.3. Comme cette poutre est hyperstatique, j'ai vérifié que les 9mm d'épaisseur suffisent en travée et aux niveaux des appuis (le coefficient κ_2 étant différent dans un cas et dans l'autre).

Pour information, le profilé de taille inférieur, IPE 300, ne convient pas à cause des connexions. Il faudrait également augmenter sa nuance d'acier à S355 et le profilé tout seul ne sait pas reprendre l'effort tranchant maximal, il faudrait alors voir quelle est la participation du CLT pour reprendre cet effort tranchant maximal.

F.4 Profilé en acier pour les poutres longues de 6m

Comme le bâtiment de référence est muni de poutres longues de 14m qui s'appuient sur 3 poutres (dans le sens de la longueur du bâtiment), il faut également dimensionner les poutres qui réceptionnent ces charges locales.

Ces poutres qui parcourent la longueur du bâtiment font 6m chacune et reposent toutes sur 2 appuis. Comme c'est l'appui central de la poutre de 14m qui reprend le plus grand effort, c'est donc la poutre au centre du bâtiment que je dimensionne. Cette poutre doit donc reprendre son poids propre et l'équivalent de la réaction maximale de l'appui central de la poutre continue de 14m.

Cette poutre ne travaille pas en mixte, son dimensionnement est donc relativement aisé.

Pour calculer ses efforts internes et la flèche en son centre, on peut étudier la poutre comme la superposition de 2 poutres comme représenté à la figure F.6. La première est soumise à un chargement distribué uniformément le long de la poutre (son poids propre) et la deuxième est soumise à une charge locale, la réaction d'appui de la

poutre de 14m (qui vaut 322,85kN à l'ELU).

Le moment au centre de la poutre vaut donc la somme des 2 moments occasionnés,

$$M = ql^2/8 + Ql/4$$

La flèche au centre vaut quant à elle, la somme des 2 flèches occasionnées :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} + \frac{Ql^3}{48EI}$$

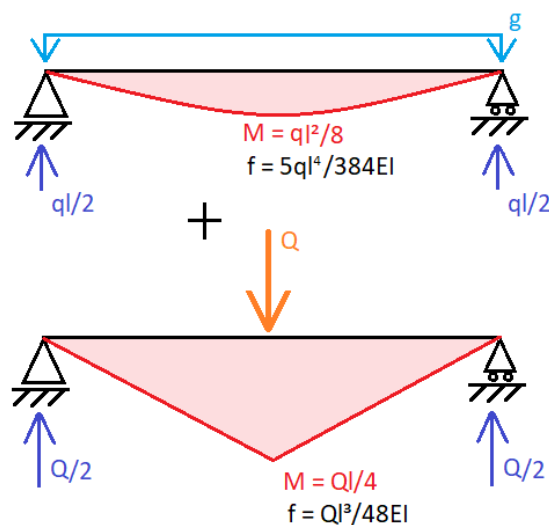


Figure F.6

En effectuant les calculs de résistance comme expliqué à l'Annexe C, je trouve alors qu'un profilé³ HEA 340 convient pour la poutre que je dimensionne. Elle doit cependant être recouverte d'un spray isolant d'une épaisseur de 7mm pour résister à un incendie pendant au moins 60 minutes. (Elle résiste en réalité pendant 64minutes et 3 secondes.)

3. J'utilise ici un profilé HEA pour suivre l'exemple donné qui dimensionne le bâtiment de référence en mixte acier/béton.

APPENDICE G

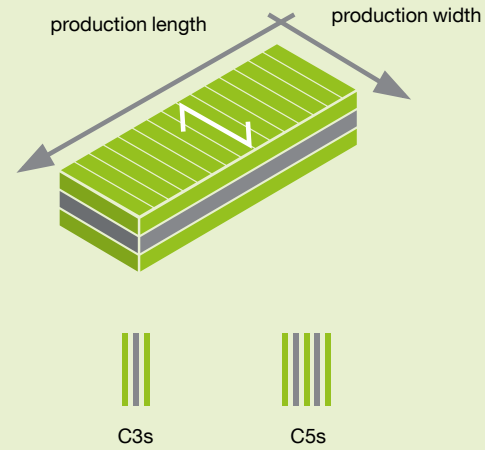
Images supplémentaires

CLT standard designs

C panels

The grain direction of the cover layers is always parallel to the production widths.

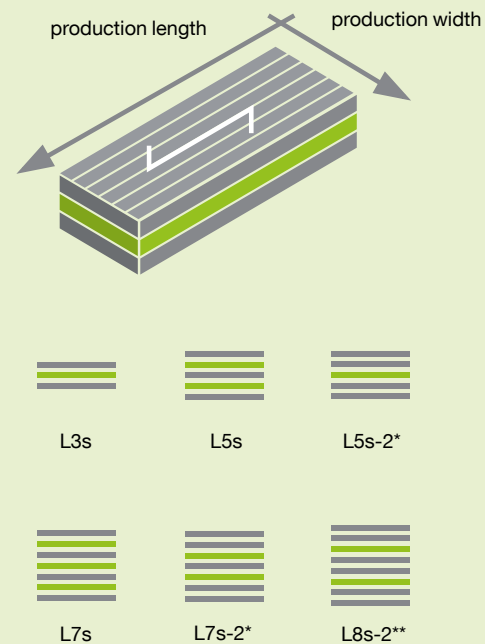
Thickness [mm]	Panel type [–]	Layers [–]	Panel design [mm]					
			C***	L	C***	L	C***	L
60	C3s	3	20	20	20			
80	C3s	3	20	40	20			
90	C3s	3	30	30	30			
100	C3s	3	30	40	30			
120	C3s	3	40	40	40			
100	C5s	5	20	20	20	20	20	
120	C5s	5	30	20	20	20	30	
140	C5s	5	40	20	20	20	40	
160	C5s	5	40	20	40	20	40	



L panels

The grain direction of the cover layers is always at right angles to the production widths.

Thickness [mm]	Panel type [–]	Layers [–]	Panel design [mm]					
			L	C	L	C	L	C
60	L3s	3	20	20	20			
80	L3s	3	20	40	20			
90	L3s	3	30	30	30			
100	L3s	3	30	40	30			
120	L3s	3	40	40	40			
100	L5s	5	20	20	20	20	20	
120	L5s	5	30	20	20	20	30	
140	L5s	5	40	20	20	20	40	
160	L5s	5	40	20	40	20	40	
180	L5s	5	40	30	40	30	40	
200	L5s	5	40	40	40	40	40	
160	L5s-2*	5	60	40	60			
180	L7s	7	30	20	30	20	30	20
200	L7s	7	20	40	20	40	20	40
240	L7s	7	30	40	30	40	30	40
220	L7s-2*	7	60	30	40	30	60	
240	L7s-2*	7	80	20	40	20	80	
260	L7s-2*	7	80	30	40	30	80	
280	L7s-2*	7	80	40	40	40	80	
300	L8s-2**	8	80	30	80	30	80	
320	L8s-2**	8	80	40	80	40	80	



- * cover layers consisting of two lengthwise layers
- ** cover layers and inner layer consisting of two lengthwise layers
- *** with C panels, the sanding direction is at right angles to the grain

Production widths:

245 cm, 275 cm, 295 cm

Production lengths: from minimum production length of 8.00 m per charged width up to max. 16.00 m (in 10 cm increments)

ELU CT		ELU LT		ELS CT		ELS LT	
CLT(1)		CLT(1)		f_max,CT [mm]	17.56	f_max,LT [mm]	25.37
$\sigma_{c,d}$ [MPa]	9.17	$\sigma_{c,d}$ [MPa]	8.11		≤ 23.3		≤ 28
flexion composée	0.67	flexion composée	0.59				
Acier		Acier					
$\sigma_{t,d}$ [MPa]	310.6	$\sigma_{t,d}$ [MPa]	325.23				
$\tau_{z,d}$ [MPa]	98.4						
Connecteur							
F_d [kN]	26.95	F_d [kN]	24.63				
P_Rd [kN]	27.1						
principales caractéristiques							
profilé	IPE 360						
f_y,d [MPa]	355						
connexion							
d [mm]	15						
s [mm]	61	≥ 60					

Figure G.1 – Résultats obtenus pour le dimensionnement de la poutre mixte partielle acier/CLT de 7m dans le bâtiment de référence simplifié lorsqu'elle est soumise aux charges en intérieure du bâtiment.

ELU CT		ELU LT		ELS CT		ELS LT	
CLT(1)		CLT(1)		f_max,CT [mm]	19.01	f_max,LT [mm]	26.69
$\sigma_{c,d}$ [MPa]	8.073	$\sigma_{c,d}$ [MPa]	7.140		≤ 23.3		≤ 28
flexion compo	0.594	flexion compo	0.526				
Acier		Acier					
$\sigma_{t,d}$ [MPa]	259.491	$\sigma_{t,d}$ [MPa]	268.691				
$\tau_{z,d}$ [MPa]	62.0						
Connecteur							
F_d [kN]	14.95	F_d [kN]	13.42				
P_Rd [kN]	15.0						
principales caractéristiques							
profilé	IPE 300						
f_y,d [MPa]	275						
connexion							
d [mm]	13						
s [mm]	62	> 52					

Figure G.2 – Résultats obtenus pour le dimensionnement de la poutre mixte partielle acier/CLT de 7m dans le bâtiment de référence non-simplifié lorsqu'elle est soumise aux charges en intérieure du bâtiment.

Bibliographie

- [1] Michael GREEN. *Why we should build wooden skyscrapers*. TED. 2013. URL : https://www.ted.com/talks/michael_green_why_we_should_build_wooden_skyscrapers#t-726294 (visité le 20/03/2019).
- [2] Pierre LATTEUR. *GCIV 2043 - Structures en bois - Transparents*. Sici, Janvier 2018.
- [3] Metsä Wood Kerto® LVL Q-panel and L-panel. Woodproducts. URL : <https://www.woodproducts.fi/es/metsa-wood-kertor-lvl-q-panel-and-l-panel> (visité le 18/06/2019).
- [4] CLT - Cross Laminated Timber. Stora Enso. URL : <http://www.clt.info/fr/produits/> (visité le 18/06/2019).
- [5] *Mjosa Tower*. MetsäWood. URL : <https://www.metsawood.com/global/news-media/references/Pages/Mjosa-Tower-worlds-tallest-wood-building.aspx> (visité le 18/06/2019).
- [6] *Le plus grand immeuble en bois du monde : détails de chantier en photos et en vidéo*. 2016. URL : <http://maisons-bois.com/actualite-construction-bois/plus-grand-immeuble-bois-monde-details-de-chantier-photo-video/7514> (visité le 24/03/2019).
- [7] *Mjøstårnet in Norway becomes world's tallest timber tower*. Dezeen. URL : <https://www.dezeen.com/2019/03/19/mjostarne-worlds-tallest-timber-tower-voll-arkitekter-norway/> (visité le 19/06/2019).
- [8] *6 Orsman Road*. Waugh Thistleton architects. URL : <http://waughthistleton.com/6-orsman-road/> (visité le 04/03/2019).
- [9] *Curtain Place*. Waugh Thistleton architects. URL : <http://waughthistleton.com/curtain-place/> (visité le 04/03/2019).
- [10] *Google London*. akt II. URL : <https://akt-uk.com/projects/google%20london> (visité le 05/03/2019).

- [11] *The case for Tall Wood Buildings : How Mass Timber Offers a safe, Economical, and environmentally Friendly Alternative for Tall Building Structures.* MGB Architecture et al. 2012.
- [12] *The Problem With Concrete.* MinuteEarth-Youtube. URL : <https://www.youtube.com/watch?v=GSc9hu9170U> (visité le 02/03/2019).
- [13] *Le béton.* URL : <http://lebeton.free.fr/environnement.html> (visité le 20/06/2019).
- [14] *Pourquoi la fabrication du ciment participe-t-elle au réchauffement climatique ?* Futura. URL : <https://www.futura-sciences.com/planete/questions-reponses/rechauffement-climatique-fabrication-ciment-participe-t-elle-rechauffement-climatique-4090/> (visité le 20/06/2019).
- [15] *Rapport environnemental de l'industrie cimentière belge 2006.* Febelcem A.S.B.L. URL : https://www.febelcem.be/fileadmin/user_upload/rapport-environnemental/fr/rapport-environnemental-ciment-2006-fr.pdf (visité le 20/06/2019).
- [16] *Fiche Essences / Epicéa.* Belgian WOODFORUM. URL : <http://delhezbois.be/wp-content/uploads/2012/07/FICHE-EPICEA.pdf> (visité le 20/06/2019).
- [17] *Masse volumique béton.* guide béton. URL : <http://www.guidebeton.com/masse-volumique-beton> (visité le 20/06/2019).
- [18] A. HASSANIEH, H.R. VALIPOUR et M.A. BRADFORD. « Load-slip behaviour of steel-cross laminated timber (CLT) composite connections ». In : (2016).
- [19] *I Didn't Know That : Recycling Steel.* National Geographic. URL : <https://video.nationalgeographic.com/video/i-didnt-know-that/00000144-0a3c-d3cb-a96c-7b3dfd2e0000> (visité le 20/03/2019).
- [20] *This office was built with 165,312 screws so it can be disassembled and reused.* Fastcompany. URL : <https://www.fastcompany.com/90434358/this-office-was-built-with-165312-screws-so-it-can-be-disassembled-and-reused> (visité le 05/01/2020).
- [21] Stora Enso Wood Products GMBH. *Le CLT de Stora Enso - Brochure technique.* 2017.
- [22] *Putting Nature to Work : Biophilic Design a Boon for Corporate Culture.* Think Wood. URL : https://www.thinkwood.com/news/putting-nature-to-work-biophilic-design-a-boon-for-corporate-culture?utm_source=LinkedIn&utm_medium=Social&utm_campaign=TWNov2019Social&utm_content=PuttingNatureToWork (visité le 03/12/2019).
- [23] *CLT Manuel sur le bois lamellé-croisé.* édition canadienne. FPInnovations. 2011.

- [24] *CLT standard designs*. Stora Enso. URL : <http://www.clt.info/wp-content/uploads/2015/10/CLT-standard-structures-EN.pdf>.
- [25] Stora ENSO. *Calculatis by Stora Enso*. URL : <https://engineer.clt.info/>.
- [26] Annika MESSMER. « Life cycle assessment (LCA) of adhesives used in wood constructions ». Supervisor : Abhishek Chaudhary. Master Thesis. ETH Zürich, mai 2015.
- [27] *À propos de PEFC*. PEFC. URL : <https://www.pefc.be/fr/a-propos-de-pefc/introduction> (visité le 28/02/2019).
- [28] *Le Forest Stewardship Council*. FSC Belgique. URL : <http://www.fsc.be/fr-be/a-propos-du-fscr> (visité le 28/02/2019).
- [29] *Top 5 Cross-Laminated Timber Manufacturers Worldwide*. IMARC Group. URL : <https://www.imarcgroup.com/top-cross-laminated-timber-manufacturers-worldwide> (visité le 03/03/2019).
- [30] *STABILAME, LE BOIS DANS TOUTE SA SPLENDEUR*. Stabilame. URL : <https://www.stabilame.be/stabilame/> (visité le 07/12/2019).
- [31] *Laminated Timber Solutions / Partenaire pour les structures portantes en bois*. Laminated Timber Solutions. URL : <https://www.laminatedtimbersolutions.be/fr> (visité le 30/10/2019).
- [32] *Accueil*. CLT WoodSystem. URL : <http://www.clt-woodsystem.com/> (visité le 30/10/2019).
- [33] *Fournisseur de CLT (Cross laminated timber)*. boolk. URL : <http://boolk.com/> (visité le 30/10/2019).
- [34] Catherine DONEUX et Olivier VASSART. *LGCIV 2033 - Steel and Composite Steel-Concrete Structures*. [Présentation PowerPoint].
- [35] *Construction mixte*. Infosteel. URL : <https://www.infosteel.be/images/publicaties/construction-mixte-acier-beton-extrait.pdf> (visité le 04/01/2020).
- [36] *Slim Floor - Un concept innovant de planchers-dalles*. ArcelorMittal. URL : <https://www.infosteel.be/images/brochures/ArcelorMittal-Sections/ArcelorMittal-Sections-Slim-floor-FR.pdf>.
- [37] *Cofraplus 220*. archello. URL : <https://archello.com/product/cofraplus-220> (visité le 11/07/2019).
- [38] Kwesi OKUTU, Buick DAVISON et Jon CARR. « CLT-steel composite slimfloor construction An investigation of mechanical behaviour using finite element software ». In : (2017).

- [39] Kwesi A. OKUTU. « Structural implications of replacing concrete floor slabs with timber in composite construction ». supervised by Dr Buick Davison. Dissertation. The University of Sheffield, 2012.
- [40] Andi ASIZ et Ian SMITH. « Connection System of Massive Timber Elements Used in Horizontal Slabs of Hybrid Tall Buildings ». In : (2011).
- [41] C. JAVIS, B. DAVISON et K. OKUTU. *Shear Connection of Cross Laminated Timber to Steel Beams with Gangnail Plates*. URL : <https://www.istructe.org/downloads/education/undergraduate-research-grant/2013/posters/christopher-jarvis-poster.pdf> (visité le 04/03/2019).
- [42] *Electro galvanized roof trusses gang nail plate for wood*. Made-in-China.com. URL : <https://mzhardware.en.made-in-china.com/product/ZvCxYJPKOTpn/China-Electro-Galvanized-Roof-Trusses-Gang-Nail-Plate-for-Wood.html> (visité le 30/07/2019).
- [43] A. HASSANIEH, H.R. VALIPOUR et M.A. BRADFORD. « Composite connections between CLT slab and steel beam Experiments and empirical models ». In : (2017).
- [44] A. HASSANIEH, H.R. VALIPOUR et M.A. BRADFORD. « Experimental and numerical investigation of short-term behaviour of CLT-steel composite beams ». In : (2017).
- [45] Amirhossein HASSANIEH. « Development of steel-timber composite system for large scale construction ». Ph.D Thesis. <http://handle.unsw.edu.au/1959.4/58158> : The University of New South Wales, juin 2017.
- [46] A. HASSANIEH et al. « Modelling of steel-timber composite connections : Validation of finite element model and parametric study ». In : (2017).
- [47] Cristiano LOSS, Maurizio PIAZZA et Riccardo ZANDONINI. « Connections for steel-timber hybrid prefabricated buildings. Part I : Experimental tests ». In : (2015).
- [48] Cristiano LOSS, Maurizio PIAZZA et Riccardo ZANDONINI. « Connections for steel-timber hybrid prefabricated buildings. Part II : Innovative modular structures ». In : (2015).
- [49] *Timber Connectors Tooth Plate*. TECO. URL : <https://tecoproducts.co.uk/products/timber-connectors/timber-connectors-tooth-plate/> (visité le 08/01/2020).
- [50] *AISC Steel Timber Research for High-Rise Residential Buildings*. Rapp. tech. American Institute of Steel Construction, December 2017.
- [51] *NF EN 1995-1-1, Eurocode 5 : Conception et calcul des structures en bois*. Rapp. tech. Novembre 2005.

- [52] Thomas UIBEL et Hans Joachim BLASS. « Joints with Dowel Type Fasteners in CLT Structures ». In : (2012).
- [53] H. J. BLASS, I. BEJTKA et T. UIBEL. *Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde*. Rapp. tech. Universität Karlsruhe (TH), 2006.
- [54] Shawn KENNEDY. « Résistance à l'enfoncement et à l'arrachement de connecteurs filetés dans le bois lamellé-collé et lamellécroisé (CLT) ». Mémoire. Université Laval, 2014.
- [55] *CLT Handbook*. US edition. FPIInnovations et Binational Softwood Lumber Council. 2013.
- [56] O. VASSART et al. *Eurocodes : Background Applications Structural Fire Design*. Rapp. tech. Institute for the Protection et Security of the Citizen, 2014.
- [57] Dr. Markus WALLNER-NOVAK, Josef KOPPELHUBER et Kurt POCK. *Cross-Laminated Timber Structural Design – Basic design and engineering principles according to Eurocode*. 2014.
- [58] *CLT-Cross Laminated Timber Connections*. Stora Enso. 2014. URL : <http://www.clt.info/wp-content/uploads/2015/10/CLT-Connections-EN.pdf>.
- [59] *Notions générales sur la boulonnerie visserie*. OUEST fixation. URL : <https://www.ouestfixation.fr/page/dossier-technique-visserie-35.html> (visité le 11/12/2019).
- [60] *Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-2 : Actions générales - Actions sur les structures exposées au feu*. Rapp. tech. Juillet 2003.
- [61] *Cofraplus 60*. ArcelorMittal CONstruction. URL : <https://construction.arcelormittal.com/fr-fr/produit/planchers/planchers-collaborants/cofraplus-60> (visité le 02/01/2020).
- [62] *Profilés et Aciers Marchands - Programme de Vente*. ArcelorMittal. 2015.
- [63] Audrey SKOWRON et al. *Comportement physique et mécanique des planchers mixtes en bois-béton*. Rapp. tech. CSTC, 2010.
- [64] Pierre LATTEUR. *GCIV 1023 - Stabilité des constructions - Transparents*. Sici, Janvier 2018.
- [65] *NF EN 1990 : Bases de calcul des structures*. Rapp. tech. Mars 2003.
- [66] *Géographie*. Vivre en Belgique. URL : <https://www.vivreenbelgique.be/12-a-la-decouverte-de-la-belgique/geographie> (visité le 13/11/2019).

- [67] Pierre LATTEUR. *GCIV 1023 - Stabilité des constructions - Transparents*. Sici, Janvier 2018.
- [68] Stora ENSO. *CLT - Cross Laminated Timber - Fire protection*. 2016.
- [69] *Eurocode 3 : Design of steel structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings*. Rapp. tech. May 2005.
- [70] *Eurocode 3 : Design of steel structures - Part 1-2 : General rules - Structural fire design*. Rapp. tech. April 2005.
- [71] *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments (+ AC :2009)*. Rapp. tech. Février 2005.

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | www.uclouvain.be/epl