

Étude des panneaux CLT en utilisation murs-planchers et modélisation aux éléments finis.

Plouagat – Côtes d'Armor (22)

EMG Charpentes

Tuteur du Projet de Fin d'Études

Thierry LE GAC

Correspondant pédagogique INSA

Quang Huy NGUYEN

PFE soutenu le 23/06/2017



Remerciements

Pour m'avoir intégré au sein de son entreprise, je tiens à remercier M. Michel JAOUANET, directeur d'EMG Charpentes, entreprise dynamique qui aujourd'hui me permet d'avoir les connaissances pour me lancer dans le monde du bois. Je remercie particulièrement M. Thierry Le Gac, responsable du bureau d'Études et maître de stage pour avoir retenu ma candidature et m'avoir intégré dans le service. D'autre part, je tiens à souligner la disponibilité, l'attention à mon égard et le partage de son expérience qu'il a tenu à me faire découvrir tout au long de mon stage. Merci aux personnes du bureau d'études pour l'aide qu'ils ont pu m'apporter durant les premières semaines.

Je tiens également à remercier l'entreprise DLUBAL SOFTWARE® qui a mis à ma disposition une licence gratuite de RFEM, logiciel de modélisation aux éléments finis sans lequel cette étude n'aurait pas eu lieu. Merci aux ingénieurs de cette même entreprise qui ont su m'accorder du temps au téléphone pour m'assister dans ma modélisation.

De la même façon, je remercie KLH®, constructeur de panneaux CLT, pour la disponibilité accordée et pour le logiciel de dimensionnement sur lequel une partie de l'étude s'appuie.

Sommaire

I.	Introduction.....	7
II.	Introduction à la modélisation 3D des panneaux CLT.....	8
A.	INTRODUCTION AUX PANNEAUX CLT.....	8
1.	Présentation du matériau	8
2.	Dimensionner des panneaux CLT à l'Eurocode 5	9
3.	Vers une modélisation 3D des panneaux CLT	18
B.	CALCUL DANS LE LOGICIEL DE DIMENSIONNEMENT KLH®	19
1.	Panneau CLT en flexion simple (plancher)	19
2.	Panneau CLT en compression et flexion (mur).....	24
C.	MODÉLISATION DANS ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS	29
1.	Entrée des données.....	29
2.	Résultats	30
D.	MODÉLISATION DANS RFEM	30
1.	Présentation du logiciel.....	30
2.	Panneau CLT en flexion simple.....	31
3.	Panneau CLT en compression et flexion (mur).....	36
4.	Conclusion	40
III.	Modélisation aux éléments finis et dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment R+5 en CLT	41
A.	Présentation du bâtiment et hypothèses de calcul.....	41
1.	Géométrie et structure du bâtiment.....	41
2.	Hypothèses de calcul.....	43
3.	Maquette numérique 3D du bâtiment dans RFEM	49
B.	Vérification au feu avec KLH designer®	50
C.	Dimensionnement des panneaux horizontaux	52
1.	Panneaux de toiture	52

2.	Panneaux de plancher	56
3.	Conclusion	58
D.	Dimensionnement des panneaux verticaux.....	59
1.	Méthodologie adoptée pour le dimensionnement des murs	59
2.	Dimensionnement des éléments porteurs verticaux du R+1.....	60
3.	Conclusion	69
E.	Vérification aux déformations dans RFEM.....	70
1.	Dimensions de la poutre lamellé-collé et des poteaux en bois massif	70
2.	Résultats à l'ELS des panneaux de planchers dans RFEM	70
3.	Conclusion	71
IV.	Dimensionnement parasismique et conception des assemblages d'un bâtiment R+5 en CLT. 72	
A.	Concevoir un bâtiment en panneaux CLT aux risques sismiques en zone modérée (III).	72
1.	Dispositions générales de l'Eurocode 8.....	72
2.	Méthode d'analyse par forces latérales équivalentes	74
3.	Comportement d'un bâtiment CLT vis-à-vis de secousses sismiques	77
4.	Conclusion	79
B.	Étude des efforts de cisaillement et de soulèvement.....	80
1.	Efforts de cisaillement.....	80
2.	Efforts de soulèvement	83
3.	Conclusion	84
C.	Dimensionnement des assemblages.....	85
1.	Assemblages de reprise des efforts de cisaillement	85
2.	Assemblages de reprise des efforts de soulèvement.....	89
3.	Conclusion	91
V.	Conclusion générale	92
VI.	Annexes.....	93
VII.	Bibliographie.....	93

Abstract

The present study is the result of 5 months working on wooden CLT panels (Cross Laminated Timber), their modeling in a finite element modeling software and a five-storey building dimension calculation.

First of all, the aim was to compare the behavior of a single CLT panel in a FEM software to the results obtained by analytical calculations. After that, it appears that the "easy" dimensioning software developed by the panel manufacturer is not powerful enough for complex buildings where the interaction of the panels between each other implies more stress or deformation.

Then, a lot of time has been spent for the study of a five storey building. The vertical walls and floors were designed in a 3D-modelling software called "RFEM" and sized according to the Eurocode 5. The calculation was therefore done by combining the FEM software results and those obtained by the regular calculations, in the software manufacturer.

Finally, we focused on the assemblies, an essential point of wood construction: a 3D seismic simulation in RFEM has been done to determine the shear and lifting forces which affected the structure. Then we worked on the energy dissipation zones by choosing the right assemblies which are able to rupture in a ductile mode.

I. Introduction

Suite à mon parcours au sein du Solar Décathlon durant ma 4^{ème} année, j'ai souhaité réaliser mon projet de fin d'études dans une entreprise de construction bois. L'entreprise EMG correspondait à mes attentes : c'est une société de construction de bâtiments industriels, sportifs, commerciaux, agricoles en bois massif, lamellé-collé ou ossature bois.

Le stage a débuté par une semaine en atelier puis une semaine sur le chantier. Issu d'une formation en béton armé, cette courte expérience avait pour objectif de se familiariser un minimum avec le montage des structures bois, le fonctionnement des machines de coupe et les conditions de travail sur site. Après plusieurs semaines à « m'imprégner » de la construction bois à travers des petits projets du bureau d'études (concevoir la nouvelle charpente d'une maison individuelle suite à un sinistre, concevoir la charpente d'un « Show-Room » d'un hypermarché etc.), la réflexion sur le projet de PFE est arrivée.

Par l'intermédiaire d'un chantier en cours, j'ai pris connaissance d'un nouveau type de matériau bois. Celui-ci a fait son apparition sur le marché au début des années 2000. Il s'agit des panneaux en bois massif lamellé croisé, appelés panneaux CLT (Cross Laminated Timber). Aujourd'hui, EMG commence à travailler avec ce produit mais il s'agit de bâtiments avec très peu, voir pas d'étage. J'ai donc pensé qu'il serait intéressant de travailler sur une modélisation 3D de ces panneaux, pour un bâtiment à plusieurs étages. Le CLT se retrouve aussi bien en tant que murs, planchers ou toitures. Grâce à divers documents trouvés sur le net (c.f. bibliographie), j'ai découvert et étudié ce matériau, ses propriétés, les méthodes de calcul utilisées et effectué une modélisation en éléments finis sous RFEM, logiciel de MEF développé par DLUBAL SOFTWARE®.

Nous allons dans un premier temps nous familiariser avec le matériau et voir quelles sont les vérifications à effectuer pour justifier un dimensionnement, selon la réglementation en vigueur. L'étude d'un panneau simple sera alors faite de deux façons afin de comparer les résultats donnés par deux logiciels de calculs différents. Ensuite, un bâtiment R+5 fera l'objet d'un dimensionnement en prenant compte des résultats obtenus à la première partie. Enfin, nous nous intéresserons au dimensionnement parasismique du bâtiment en portant une attention toute particulière aux assemblages.

II. Introduction à la modélisation 3D des panneaux CLT

A. INTRODUCTION AUX PANNEAUX CLT

1. Présentation du matériau

Les panneaux CLT sont réalisés à partir de planches de bois massif empilées en couches croisées à 90° et collées entre elles sur toute leur surface. Le nombre de couches (ou plis) est

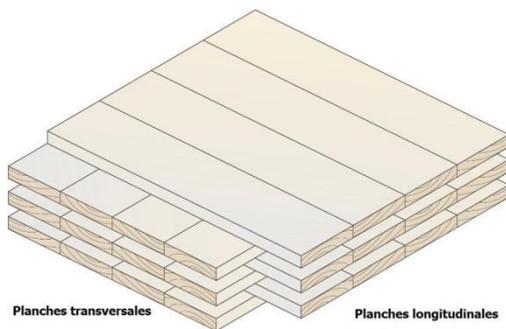
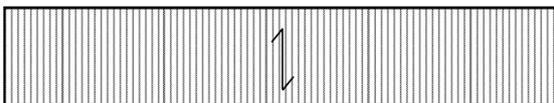


Figure 2 - Schéma de principe des panneaux CLT

impair. De ce fait, les plis extérieurs sont orientés dans la même direction. Les panneaux CLT sont constitués de 3, 5 ou 7 plis de manière standard. Il existe des panneaux de 8 plis car le pli central est doublé. L'épaisseur des panneaux CLT dépend du nombre de plis et des combinaisons possibles entre les différentes épaisseurs de planches. On distingue deux types de panneaux selon

l'orientation des planches des plis extérieurs. Les plis extérieurs des panneaux de type Q sont constitués de planches non aboutées, orientées transversalement par rapport à la grande longueur. **Ils sont destinés principalement à une utilisation en paroi vertical.**

Composition usuelle des panneaux de Type Q :



Composition usuelle des panneaux de type L :



Figure 1 - Orientation des plis extérieurs en fonction du type de panneaux

Les plis extérieurs des panneaux de type L sont constitués de planches aboutées, orientées longitudinalement par rapport à la grande longueur. **Ils sont destinés à une utilisation en planchers, panneaux de toiture.**

L'intérêt des panneaux CLT réside dans une rigidité et une stabilité accrue dans toutes les directions. L'épaisseur et l'arrangement des plis dépendent des constructeurs. L'ensemble de cette étude a été menée avec la marque de panneaux KLH®.



Figure 3 - Immeuble d'habitation à Judenburg (AUT)

2. Dimensionner des panneaux CLT à l'Eurocode 5

Pour calculer et dimensionner des panneaux CLT aux Eurocodes, il existe des avis techniques publiés par la CCFAT (Commission Chargée de Formuler des Avis Techniques et documents techniques). L'avis technique 3+5/12-731*V1 concerne les panneaux KLH® et c'est sur celui-ci que cette étude s'appuie. Ce dernier recense l'ensemble des caractéristiques des panneaux, des limites de résistance, des flèches limites, des méthodes de dimensionnement selon l'utilisation (murs, planchers). Il renseigne sur les vérifications à l'ELU et l'ELS et donne l'ensemble des coefficients à appliquer.

Tableau 1- Valeurs des résistances caractéristiques des panneaux suivant l'ATE-06/0138

SOLLICITATIONS APPLIQUEES SUR LA FACE DES PANNEAUX	METHODE D'IDENTIFICATION	VALEUR CARACTERISTIQUE
Module d'élasticité - parallèlement au sens des fibres des plis extérieurs $E_{0,mean}$ - perpendiculairement au sens des fibres des plis extérieurs $E_{90,mean}$	Annexe 4, CUAP 03.04/06 EN 338	12000 N/mm ² 370 N/mm ²
Module de cisaillement - parallèlement au sens des fibres des plis $G_{0,mean}$ - perpendiculairement au des fibres des plis $G_{R,90,mean}$	EN 338 A _{plein} selon annexe 4 CUAP 03.04/06	690 N/mm ² 50 N/mm ²
Résistance à la flexion - parallèlement au sens des fibres des plis $f_{m,k}$	Annexe 4, CUAP 03.04/06	24 N/mm ²
Résistance à la traction - perpendiculairement au sens des fibres des plis $f_{t,90,k}$	EN 1194 - réduit	0,12 N/mm ²
Résistance à la compression - perpendiculairement au sens des fibres des plis $f_{c,90,k}$	EN 1194	2,7 N/mm ²
Résistance au cisaillement - parallèlement au des fibres des plis $f_{v,k}$ -perpendiculairement au des fibres des plis agissant le plus à l'extérieur dans le sens porteur (résistance au cisaillement roulant $f_{v,R,k}$)	EN 1194 A _{plein} , annexe 4 CUAP 03.04/06	2.7 N/mm ² 1.2 N/mm ² si $t_q \leq 45\text{mm}$ 0.8 N/mm ² si $t_q > 45\text{mm}$ $t_q = \text{ép plis transversaux}$

Tableau 1 - Suite

SOLLICITATIONS APPLIQUEES SUR LE CHANT DES PANNEAUX	METHODE D'IDENTIFICATION	VALEUR CARACTERISTIQUE
Module d'élasticité - parallèlement au sens des fibres des plis $E_{0,mean}$	Annexe 4, CUAP 03.04/06	12000 N/mm ²
Module de cisaillement - parallèlement au sens des fibres des plis $G_{0,mean}$	Annexe 4, CUAP 03.04/06	Modélisation orthotrope : 500 N/mm ² Modélisation poutre : 250 N/mm ²
Résistance à la flexion - parallèlement au sens des fibres des plis $f_{m,k}$	Annexe 4, CUAP 03.04/06	24 N/mm ²
Résistance à la traction - parallèlement au sens des fibres des planches $f_{t,0,k}$	EN 1194	16.5 N/mm ²
Résistance à la compression - parallèlement au sens des fibres des plis $f_{c,0,k}$ - concentré, parallèlement au sens des fibres des plis $f_{c,0,k} \times k_{c,0}$	EN 1194 CUAP 03.04/06	24 N/mm ² $k_{c,0} \leq 1.5$ si $a \leq \min(H/2; 500\text{mm})$ $k_{c,0} \leq 1.9$ si $a > \min(H/2; 500\text{mm})$ a : distance entre la transmission de la charge et le bord du panneau
Résistance au cisaillement - parallèlement au sens des fibres des planches $f_{v,k}$	A net, Annexe 4 CUAP 03.04/06	8.4 N/mm ² plis de 13 à 19 mm 5.5 N/mm ² plis de 34 mm 3.9 N/mm ² plis de 45 mm suivant ép des plis (détail §6.242)

a) Les coefficients

Avant tout dimensionnement, il s'agit de connaître les différents coefficients de sécurité qui s'appliqueront dans les calculs. Ces coefficients sont présents dans l'Eurocode 5 et suite à des études qui ont été menées, ont été adaptés aux panneaux CLT.

- **Le coefficient k_{mod}**

Ce coefficient prend en compte la durée d'application de la charge et la classe d'exposition du bois. Il est directement appliqué à la résistance caractéristique du bois. Le coefficient k_{mod} du CLT est le même que pour le bois massif.

Tableau 2 - Valeur du k_{mod} du bois massif, de lamellé collé, du lamibois (LVL) et du contreplaqué (selon EC5)

Durée de chargement		Classe de service		
Classe de durée	Exemple	1 Hbois < 13 % (local chauffé)	2 13 % < Hbois < 20 % (sous abri)	3 Hbois > 20 % (extérieur)
Permanente (> 10 ans)	Charge de structure	0,6	0,6	0,5
Long terme (6 mois à 10 ans)	Stockage	0,7	0,7	0,55
Moyen terme (1 semaine à 6 mois)	Charges d'exploitation Neige Altitude > 1 000 m	0,8	0,8	0,65
Court terme (< 1 semaine)	Neige Altitude < 1 000 m	0,9	0,9	0,7
Instantanée	Vent, neige exceptionnelle	1,1	1,1	0,9

- **Le coefficient γ_M**

Ce coefficient diminue la résistance des matériaux en prenant en compte leur dispersion. D'après l'avis technique, celui à prendre en compte pour un panneau KLH® est 1.3.

Tableau 3 - Coefficients partiels recommandés pour les propriétés du matériau (γ_M) (EC5)

États limites ultimes	γ_M
— combinaisons fondamentales :	
bois massif	1,3
bois lamellé collé	1,25
LVL, contreplaqué, OSB	1,2
Panneau de particules	1,3
Panneau de fibres, dur	1,3
Panneau de fibres, mi-dur	1,3
Panneau de fibres, MDF	1,3
Panneau de fibres, tendre	1,3
Assemblages	1,3
Plaques métalliques embouties	1,25

- **Le coefficient k_{def}**

Ce coefficient permet de prendre en compte l'influence du fluage dans la déformation. Il dépend de l'humidité du bois et de la nature du matériau.

Tableau 4 Valeur de k_{def} (fluage) pour les matériaux courants selon EC5

Matériau / classe de durée de charge		Classe de service		
		1 Hbois < 13 % (local chauffé)	2 13 % < Hbois < 20 % (sous abris)	3 Hbois > 20 % (extérieur)
Bois massif ⁽¹⁾	NF EN 14081-1 de mai 2006	0,60	0,80	2,00
Lamellé-collé	NF EN 14080 de décembre 2005	0,60	0,80	2,00
Lamibois (LVL)	NF EN 14374 de mars 2005	0,60	0,80	2,00
Contreplaqué	NF EN 636 de décembre 2003			
	Milieu sec	0,80	Sans objet	Sans objet
	Milieu humide	0,80	1,00	Sans objet
	Milieu extérieur	0,80	1,00	2,50

D'après l'avis technique, le coefficient de fluage à prendre en compte pour les panneaux KLH® est celui du contreplaqué à savoir 0.8 et 1 pour la classe 1 et 2 respectivement.

• **Le coefficient k_{sys}**

Extrait de l'avis technique 3+5/12-731*V1 du KLH® :

« Les contraintes de fabrication et de taillage modifient parfois localement les propriétés du panneau KLH. C'est le cas par exemple des linteaux à faibles retombées. Une majoration ou une minoration de la résistance est possible à travers le coefficient k_{sys} en appliquant le §6.6 de la norme NF EN 1995-1-1. Sur les éléments KLH avec des largeurs ou hauteurs importantes, plusieurs planches collées participent alors à la redistribution des charges. A l'inverse, les éléments KLH de faibles largeurs ou hauteurs doivent être minorée de 10% en résistance ».

Tableau 5 - Valeur du k_{sys} selon la sollicitation appliqué au panneau selon avis technique KLH®

Charge perpendiculaire au panneau en bois massif :

Charge dans le plan du panneau en bois massif :

Charge perpendiculaire au panneau en bois massif	Coefficient de résistance du système
Largeur de l'élément	
b	k_{sys}
$b \leq 20$ cm	0,90
20 cm < $b \leq 100$ cm	1,00
100 cm < $b \leq 160$ cm	1,05
$b > 160$ cm	1,10

Charge dans le plan du panneau en bois massif	Coefficient de résistance du système
Nombre de plis	
n	k_{sys}
$n \leq 1$	0,90
$2 \leq n < 5$	1,00
$5 \leq n < 8$	1,05
$n \geq 8$	1,10
n = nombre de plis dans le sens considéré de la portée – forces exercées dans le plan du panneau en bois massif	

Ce coefficient est à appliquer sur les résistances sous les sollicitations suivantes :

- - traction axiale dans le plan du panneau : $f_{t,0,d}$
- - compression axiale dans le plan du panneau : $f_{c,0,d}$
- - Flexion appliquée dans le plan du panneau : $f_{m,0,d}$
- - Flexion appliquée sur la face du panneau : $f_{m,0,d}$

b) Vérification à l'ELU des panneaux de planchers

La vérification à l'ELU des panneaux CLT utilisés comme planchers suit l'EC5. La sollicitation est comparée à la résistance caractéristique à laquelle on a appliqué les différents coefficients vus ci-dessus. **L'ensemble des formules et démarches renseignées ci-dessous sont extraites du dossier technique KLH®.**

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_{net, x \text{ ou } y}} = \frac{0,5.M_d \times h}{I_{net, x \text{ ou } y}} \leq k_{sys} \times f_{m,d}$$

• **Flexion dans le sens de portée :**

$$\text{avec } f_{m,d} = \frac{f_{m,k} \times k_{mod}}{\gamma_M}$$

Remarque : Lorsque l'élanement sera $L/H < 15$ et lorsque que le taux de contrainte dépasse 90% en travée, la contrainte de flexion doit être déterminée plus précisément en considérant l'inertie efficace I_{eff} . Ce cas particulier ne sera pas rencontré dans l'étude menée dans ce rapport.

- **Vérification de la résistance sous l'effet de l'effort tranchant :**

« De manière courante, on vérifiera uniquement le cisaillement roulant, plus défavorable que le cisaillement longitudinal ». Les contraintes liées au cisaillement roulant (forces latérales) sont déterminées de façon simplifiées en utilisant l'inertie nette I_{net} et le moment statique

S_{net} :

$$\tau_d = \frac{V_d \times S_{net}}{I_{net} \times b} \leq f_{v,R,d}$$

$$\text{et } f_{v,R,d} = \frac{f_{v,R,k} \times k_{mod}}{\gamma_M}$$

Avec :

$$S_{net} = b \cdot h_i \cdot X_i$$

b : largeur du panneau

h_i : épaisseur du pli

x_i : abscisse du barycentre du pli à l'axe de symétrie du panneau

$f_{R,v,k} = 1,2 \text{ N/mm}^2$ pour les épaisseurs de plis transversaux $\leq 45 \text{ mm}$

$f_{R,v,k} = 0,8 \text{ N/mm}^2$ pour les épaisseurs de plis transversaux $> 45 \text{ mm}$

- **Vérification des efforts de compression perpendiculaires à la surface des éléments de planchers :**

La vérification s'effectue selon la norme NF EN 1995-1-1 §6.1.5 :

$$\sigma_{c,90d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{eff}} \leq k_{c,90} \times f_{c,90,d}$$

$$\text{avec } f_{c,90,d} = \frac{f_{c,90,k} \times k_{mod}}{\gamma_M}$$

Les surfaces de contact A_{eff} seront prises intégralement en supposant une répartition et une distribution uniforme des contraintes. La rotation des appuis ne sera pas considérée.

La longueur d'appui l_{eff} diffère suivant l'orientation des plis des murs support et suivant l'orientation des plis des planchers. Si les planchers appuient linéairement sur des murs KLH, la surface de contact l_{eff} est délimitée par les plis orientés verticalement en incluant le ou les plis transversaux présents entre ces plis verticaux (Figure 3).

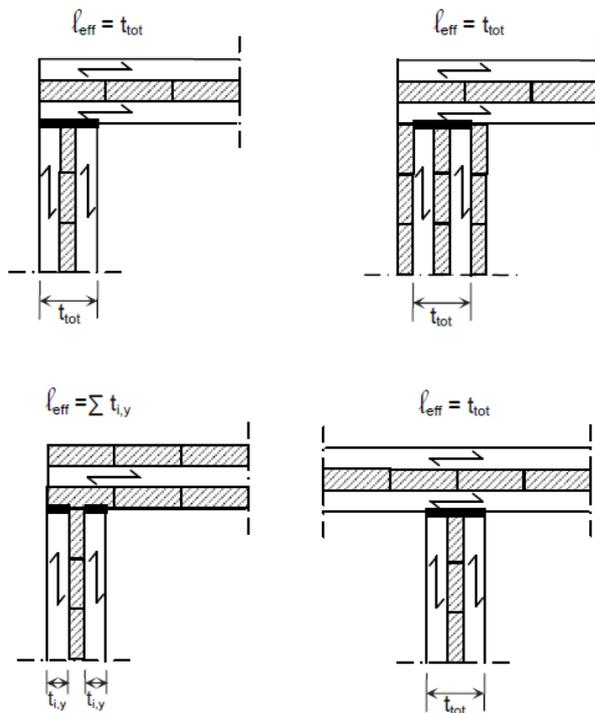


Figure 4 - Définition de la largeur d'appui efficace

En fonction de la configuration de chargement, la valeur de calcul de la résistance en compression perpendiculaire $f_{c,90,d}$ est majorée par le coefficient $k_{c,90}$.

Pour les appuis d'extrémité linéiques ou ponctuels, $k_{c,90}=2,2$.

Pour les appuis intermédiaires linéiques ou ponctuels, $k_{c,90}=3$.

c) Vérification à l'ELU des panneaux de murs

La vérification à l'ELU des panneaux CLT utilisé comme des éléments porteur verticaux suit l'EC5. La sollicitation est comparée à la résistance caractéristique à laquelle on a appliqué les différents coefficients vus ci-dessus. **L'ensemble des formules et démarches renseignées ci-dessous sont extraites du dossier technique KLH®.**

Remarque : Les parois verticales peuvent être réalisées de deux façons, soit en panneaux de type Q avec les couches extérieures orientées transversalement, soit par des panneaux de type L avec les plis extérieurs longitudinaux.

L'étude présentées dans ce rapport s'est faite avec des parois verticales composées de panneaux de type Q :



Figure 5 - Exemple de mur de type Q

- **Reprise des charges verticales :**

Les charges verticales appliquées aux murs ne sont considérées comme transmises qu'aux plis orientés dans le sens de la charge. Les plis horizontaux des murs ne sont donc pas pris en compte dans le calcul de résistance. Les plis considérés travaillent donc en compression axiale. La contrainte de compression est donc calculée en utilisant la section et l'inertie nette des panneaux (A_{net} et I_{net}) figurant dans le tableau de [l'Annexe 1](#).

Le calcul des efforts de compression et de flexion combinés doit être mené selon le §6.3.2 de l'EC5 en prenant $\beta_c=0,1$ et $k_m=1$. Pour les murs avec risque de flambage, on vérifie :

$$\left| \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{sys} \times k_{c,z} \times f_{c,0,d}} \right| + \left| \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \right| \leq 1$$

Si la vérification de la stabilité est justifiée, on utilisera le rayon de giration efficace i_{eff} qui prend en compte la déformation par cisaillement.

Les murs de notre étude seront vérifiés selon cette formule

A noté qu'un coefficient k_{sys} n'est pas appliqué à la résistance en flexion alors que la résistance en compression en bénéficie. Pour notre étude, nous considérerons un coefficient k_{sys} pour la résistance en flexion. D'après le tableau 4, seuls les éléments dont la largeur excède 1m bénéficie d'un $k_{sys}>1$. Nous verrons qu'étant donné les ouvertures, peu de nos éléments seront sujets à cette singularité.

- **Murs sollicités en flexion à chant : Linteaux, ouvertures :**

Pour les linteaux ou murs sollicités en flexion dans leur plan avec un élancement $L/h \geq 4$, la vérification se ramène à de la flexion à chant en considérant les plis horizontaux comme une section homogène en bois massif et en faisant abstraction des plis verticaux.

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_{net,x \text{ ou } y}} \leq k_{sys} \times f_{m,0,d}$$

- **Flux de cisaillement transitant dans les surfaces de collages entre planches – sens porteur non défini**

Les panneaux sollicités à chant doivent reprendre le cisaillement qui transite par les surfaces de contact entre les différentes couches. C'est pourquoi, on vérifiera un flux de cisaillement $t_{v,d}$ en N/mm exercé dans le panneau indépendamment du sens de l'effort aux niveau des joints de colle.

$$\tau_{v,d} = \frac{n_{x,y}}{L_K} = \frac{n_{x,y}}{n_K \times h} \leq f_{v,K,d}$$

Avec :

$n_{x,y}$: effort de cisaillement total par unité de longueur résultant d'un programme aux éléments finis

L_k : longueur totale des joints de colle dans les couches croisées du panneau

n_k : nombre de joints de colle du panneau considéré

H : hauteur du panneau ; normalement h est pris égale à 1m.

$$f_{v,KF,d} = \frac{f_{v,KF,k} \times k_{mod}}{\gamma_M} \quad f_{v,KF,k} = 90N/mm$$

- **Contrainte de cisaillement avec sens porteur défini avec rapport L/h < 4**

Pour les murs dont le sens porteur est « clairement défini », et avec un rapport L/h < 4, la contrainte de cisaillement dans les joints de colle n'est plus à calculer. Par contre, on vérifiera la contrainte cisaillement qui dépend de l'épaisseur du ou des plis considérés comme travaillant. Un sens porteur est défini, lorsque les couches de planches orientées perpendiculairement au sens porteur, ne participent que très peu à la reprise d'efforts. La section cisailée et porteuse reprenant le cisaillement est constituée uniquement des plis perpendiculaires à l'effort. C'est le cas par exemple les linteaux restants au-dessus des portes ou fenêtres.

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{d,x \text{ ou } y}}{A_{net,x \text{ ou } y}} \leq f_{v,d} \quad \text{avec } f_{v,d} = \frac{f_{v,k} \times k_{mod}}{\gamma_M}$$

$f_{v,k} = 8,4 \text{ N/mm}^2$ pour les plis de 13mm à 19mm.

$f_{v,k} = 7,8 \text{ N/mm}^2$ pour les plis en 22mm

$f_{v,k} = 6,8 \text{ N/mm}^2$ pour les plis en 27mm

$f_{v,k} = 6,2 \text{ N/mm}^2$ pour les plis en 30mm

$f_{v,k} = 5,5 \text{ N/mm}^2$ pour les plis en 34mm

$f_{v,k} = 4,6 \text{ N/mm}^2$ pour les plis en 40mm

$f_{v,k} = 3,9 \text{ N/mm}^2$ pour les plis en 45mm

Ces valeurs caractéristiques de cisaillement sont valables avec une évolution parabolique de la contrainte. Pour une répartition de contrainte rectangulaire, ces valeurs sont à réduire de 1,5 (Ce ne sera pas le cas dans l'étude menée dans ce rapport).

d) Vérification à l'ELS des panneaux CLT

Seuls les panneaux utilisés en tant qu'éléments porteurs horizontaux (plancher, toiture) sont sujets à une vérification aux déformations. Les charges perpendiculaires aux éléments porteurs verticaux (vent) ont peu d'incidence sur leur déformation. Ainsi, l'avis technique et les différents documents que l'on trouve sur les panneaux CLT ne mentionnent pas de vérifications réglementaires à ce propos.

- **Vérification de la flèche totale – absolue**

La flèche finale ne doit pas dépasser la valeur $L/250$ où L est la portée du panneau entre appuis. La flèche est calculée en prenant en compte les caractéristiques mécaniques finales du panneau KLH.

- **Vérification flèche instantanée**

La flèche instantanée due aux actions variables ne pourra excéder $L/300$ où L est la portée du panneau entre appuis. La flèche est calculée en considérant les caractéristiques instantanées du panneau KLH.

- **Vérification de la flèche active**

Pour les planchers, la flèche active, pouvant nuire aux revêtements de sols rigides, ne doit pas dépasser :

- Soit la valeur fixée par les DTU, si disponible
- Soit $L/500$ de la portée si celle-ci est $\leq 5,0\text{m}$; ou $0,5\text{ cm} + L/1000$ de la portée si celle-ci est supérieure à $5,0\text{ m}$.
- Pour les planchers n'ayant pas à supporter des revêtements de sols rigides, la flèche active est limitée, par la norme, ou en l'absence d'autres précisions, aux valeurs suivantes :
 - Soit $L/350$ de la portée si celle-ci est $\leq 3,50\text{ m}$
 - Soit $0,5\text{ cm} + L/700$ de la portée si celle-ci est supérieure à $3,50\text{ m}$

Les critères de flèche active doivent être vérifiés en considérant les caractéristiques mécaniques instantanées des panneaux KLH.

L'ensemble des vérifications (ELU, ELS) énoncées ci-dessus vont être reprises soit par les calculs que nous expliciterons ou par les calculs effectués par le logiciel de dimensionnement KLH®.

3. Vers une modélisation 3D des panneaux CLT

Une fois la documentation technique assimilée, c'est une modélisation dans un logiciel d'éléments finis qui doit être faite. Cette modélisation aura pour but de pouvoir calculer entièrement un bâtiment R+5 dont la structure est en panneaux CLT. Une telle maquette numérique permettra d'avoir une descente de charge, les efforts appliqués aux panneaux, les efforts de glissement et d'arrachement pour le dimensionnement des assemblages, une simulation sismique etc.

Sans effectuer de modélisation 3D, le dimensionnement des panneaux KLH® peut se faire dans le logiciel développé par la même marque, sur Excel.



Figure 6 - Logiciel KLH pour le dimensionnement de panneau CLT selon l'usage

Ce programme est très complet puisqu'il reprend point par point les vérifications vues précédemment, selon le type d'élément que l'on souhaite dimensionner (figure 5). Pour cela, il faut néanmoins connaître les charges s'appliquant à l'élément en question, pour les cas simples : charges permanentes, charges d'exploitation, neige, vent etc. Toutes les pondérations se font automatiquement selon l'EC5. Pour un bâtiment de faible hauteur à géométrie simple où la descente de charge peut se faire à la main, ce programme suffit. Mais nous verrons que pour dimensionner un bâtiment de plusieurs étages comportant des singularités, il est nécessaire de coupler à ce programme de dimensionnement, une modélisation 3D dans un logiciel de MEF.

L'objectif, dans un premier temps, est **d'obtenir une modélisation 3D fiable d'un simple panneau dans un logiciel de MEF**. C'est-à-dire retrouver les mêmes résultats qu'avec le logiciel de dimensionnement KLH (considérer comme fiable). Il s'agira donc d'une modélisation d'un panneau de 2 mètres de largeur et 5 mètres de longueur, en flexion (type plancher) puis d'un panneau vertical de 2.9m de hauteur et 4m de largeur, en compression et flexion (type mur). Une première étude a été réalisée sur ROBOT (non aboutie car peu probante), la seconde sur RFEM.

B. CALCUL DANS LE LOGICIEL DE DIMENSIONNEMENT KLH®

Avant de modéliser les panneaux en 3D dans les logiciels de MEF, intéressons-nous à leur dimensionnement dans le logiciel dédié, celui développé par le constructeur KLH®. Pour rappel, il s'agit d'un programme développé sur Excel.

1. Panneau CLT en flexion simple (plancher)

Le logiciel nous permet de choisir l'utilisation du panneau à dimensionner (figure 5). Ici nous choisirons « plancher ».

a) Entrée des données

Le logiciel de dimensionnement KLH® comporte un certain nombre d'entrées. Outre la vérification « classique », il est possible de vérifier les panneaux de plancher vis-à-vis des vibrations. Il est également possible de dimensionner le panneau aux risques d'incendie selon la résistance au feu souhaitée (REI 30, 60, 120).

Ici, il est dans notre intérêt que de vérifier simplement le panneau à l'ELU et l'ELS. Les paramètres de calcul rentrés sont les suivants :

- Classe d'utilisation : 1 « Structure fermées et chauffées ». Il en résulte un k_{mod} égal à 0.8.
- Le k_{sys} est par défaut à 1. Mais ici le panneau fait 2m de largeur donc $k_{sys}=1.1$ (voir page 8).
- Les limites de flèches $w_{inst,limite}$ et $w_{fin,limite}$ sont respectivement $L/300$ et $L/250$.
- Le poids propre du panneau est défini à $\rho_m = 480 \text{ kg/m}^3$
- Charges permanentes : 0.5 kN/m^2
- Charges d'exploitation = 2.5 kN/m^2 .
- Panneau choisi : 5s 180 DL (0.864 kN/m^2)
 - 5s : 5 plis avec une alternance entre plis à 0° et plis à 90° .
 - 180 : épaisseur de 180mm
 - DL : plis extérieur parallèle en sens de portée

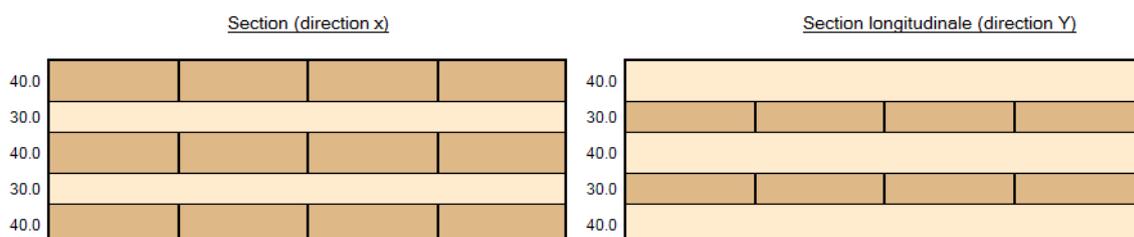


Figure 7 - Panneau KLH de type 5S 180 DL

b) Résultats à l'ELU

Dans le tableau ci-dessous (figure 7), nous avons les résultats concernant les contraintes dans le panneau à l'ELU. Les coefficients appliqués sur la résistance en flexion sont :

- $k_{mod} = 0.8$ (charge de durée à moyen terme)
 - $\gamma_m = 1.3$
 - $k_{sys} = 1.1$

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \times k_{sys}}{\gamma M} \times f_{m,k}$$

Rappel : Pour le cisaillement, le k_{sys} n'intervient pas $\rightarrow f_{v,d} = k_{mod} / \gamma_m \times f_{v,k}$, de même pour $f_{R,d}$ (résistance au cisaillement roulant).

contrainte de flexion			
M_d	17.47 kNm	k_{mod}	0.80
W_{net}	4 533 cm ³	$f_{m,k}$	24.00 N/mm ²
		k_{sys}	1.10 coefficient du système
F_d	0.00 kN	effort local (réaction d'appui)	
n_q	2	nombre de plis transversaux	
t_{ra}	40 mm	épaisseur du pli extérieur longitudinal	
$G_{90,mean}$	50 N/mm ²		
$\Delta\sigma_{m,d\Delta}$	0.00 N/mm ²	aucun(e) augmentation des contraintes sous efforts locaux	
24%	$\sigma_{m,d}$	3.85 N/mm ²	$f_{m,d}$ 16.25 N/mm ²
contrainte au cisaillement			
V_d	-13.98 kN	k_{mod}	0.80
cisaillement			
6%	$A_{V,d}$	2 040 cm ²	$f_{v,k}$ 2.70 N/mm ²
	$T_{V,d}$	0.10 N/mm ²	$f_{v,d}$ 1.66 N/mm ²
Cisaillement roulant			
13%	$A_{V,R,d}$	2 186 cm ³	$f_{R,k}$ 1.20 N/mm ²
	$T_{R,d}$	0.10 N/mm ²	$f_{R,d}$ 0.74 N/mm ²

Figure 8 - Résultats des contraintes dans le panneau de plancher - Logiciel KLH®

Reprenons pas à pas le calcul effectué par le logiciel.

- Calcul de la contrainte de flexion :

$$M_d = 1,35 \times \left(\frac{g_k l^2}{8} \right) + 1,5 \times \left(\frac{q_k l^2}{8} \right) = 1,35 \times \left(\frac{(0,5 + 0,86) \times 5^2}{8} \right) + 1,5 \times \left(\frac{2,5 \times 5^2}{8} \right) = 17,47 \text{ kN.m}$$

A nouveau, seuls les plis verticaux sont considérés dans ce calcul car eux seuls travaillent en

flexion : $W_{net} = \frac{2}{h} \times \left(\frac{bh_1^3}{12} - \frac{bh_2^3}{12} + \frac{bh_3^3}{12} \right) = \frac{2 \times 100}{18 \times 12} \times (18^3 - 10^3 + 4^3) = 4533 \text{ cm}^3$

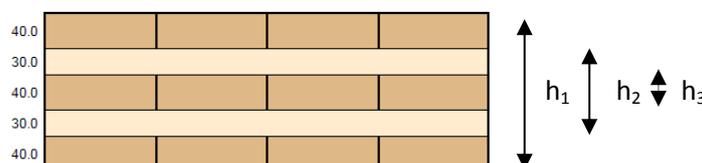


Figure 9 - Panneau KLH de type 5S 95 DQ

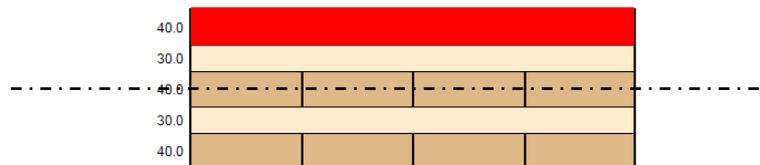
$$\text{On a alors : } \sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_{net}} = \frac{17,47 \times 10^6}{4533 \times 10^3} = 3,85 \text{ N/mm}^2$$

- Calcul du cisaillement roulant $\tau_{R,d}$:

Reprenons la formule vue au [II-A-2-b](#)) :

$$\tau_{R,d} = \frac{V_d \times S_{net}}{I_{net} \times b} \leq f_{v,R,d}$$

Le moment statique : $S_{net} = b \times h_i \times x_i = 100 \times 4 \times \left(\frac{4}{2} + 3 + \frac{4}{2}\right) = 2800 \text{ cm}^3$



Le moment d'inertie: $I_{net} = \left(\frac{bh_1^3}{12} - \frac{bh_2^3}{12} + \frac{bh_3^3}{12}\right) = \frac{100}{12} \times (18^3 - 10^3 + 4^3) = 40800 \text{ cm}^4$

$$\tau_{R,d} = \frac{13,98 \cdot 10^3 \times 2800 \cdot 10^3}{1000 \times 40800 \cdot 10^4} = 0,096 \text{ N/mm}^2, \text{ soit } 0,10 \text{ N/mm}^2 \text{ arrondis par le logiciel.}$$

- Calcul du cisaillement longitudinal $\tau_{V,d}$:

La formule utilisée pour ce calcul n'est pas référencée dans l'avis technique. Dans ce dernier on ne trouve que la formule du cisaillement roulant et une information y est rajoutée :

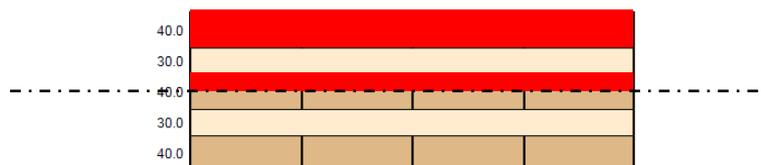
« De manière courante, on vérifiera uniquement le cisaillement roulant, plus défavorable que le cisaillement longitudinal. »

Le logiciel KLH® calcule quand même le cisaillement longitudinal et après quelques recherches, la formule qui **serait** utilisée serait la suivante :

$$\tau_{v,d} = \frac{V_d \times S'_{net}}{I_{net} \times b} \text{ où } S'_{net} \text{ est le m}^t \text{ statique prenant en compte deux joints de colle}$$

Ainsi,

$$S'_{net} = 100 \times 4 \times \left(\frac{4}{2} + 3 + \frac{4}{2}\right) + 100 \times \frac{4}{2} \times \left(\frac{4}{4}\right) = 3000 \text{ cm}^3$$



$$\tau_{v,d} = \frac{13,98 \cdot 10^3 \times 3000 \cdot 10^3}{1000 \times 40800 \cdot 10^4} = 0,103 \text{ N/mm}^2, \text{ soit } 0,10 \text{ N/mm}^2 \text{ arrondis par le logiciel.}$$

c) Résultats à l'ELS

Les résultats à l'ELS sont présents dans la figure ci-dessous. On y retrouve la flèche w_{inst} , w_{fin} et $w_{fin} - w_{g1}$. Cette dernière correspond à la flèche à ne pas dépasser pour limiter les dégâts sur les ouvrages du second œuvre (faux plafond). Elle correspond à la flèche totale à laquelle on soustrait la flèche instantanée du poids propre. L'indice « g1 » correspond au poids propre et « g2 » aux charges permanentes. Nous la nommerons désormais $w_{fin} - w_{g,inst}$.

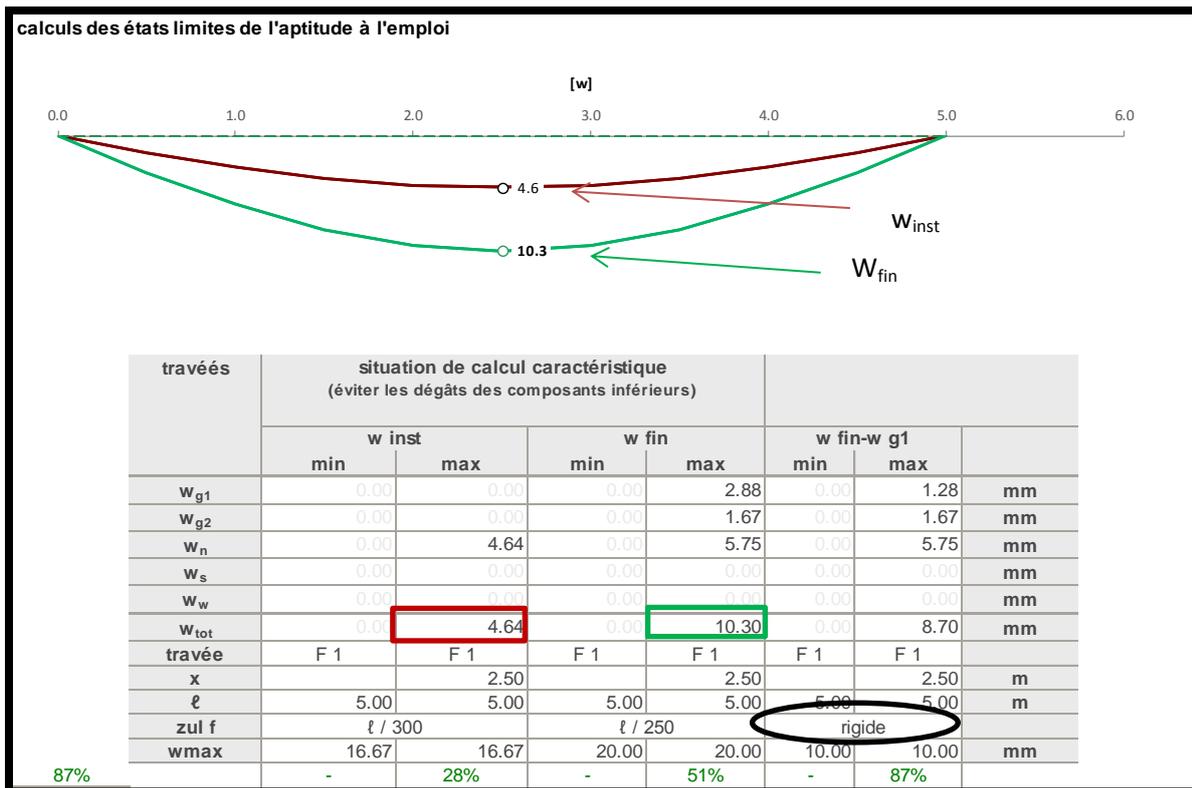


Figure 10 - Résultats à l'ELS du panneau - Logiciel KHL

Il est par ailleurs possible de modifier la valeur limite de la flèche admise pour le second œuvre. Comme nous l'avons vu dans le II-A-2-d), il est possible, dans le logiciel, de choisir un revêtement de sol « élastique » au lieu de « rigide », ce qui est plus favorable pour le dimensionnement du plancher :

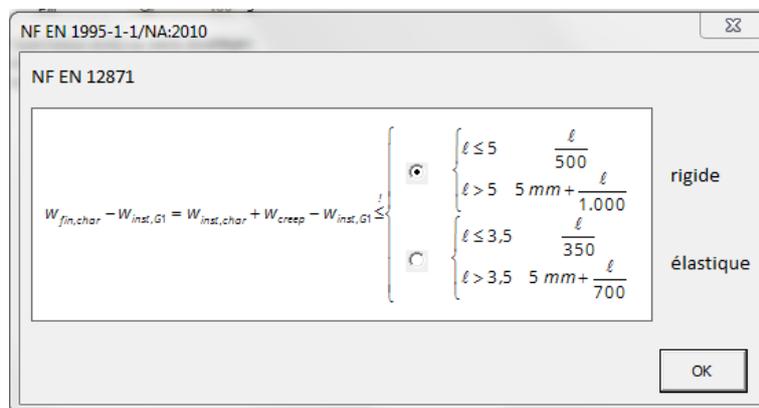


Figure 11 - Choix de la limite de la flèche admise pour le second œuvre

Voici en résumé les tableaux reprenant les résultats du dimensionnement de ce panneau dans le logiciel du constructeur KLH.

Tableau 6 - Résultats à l'ELU du panneau - Logiciel KLH

Résistance de calcul	ELU	ratio
$f_{m,d} = 16.25 \text{ MPa}$	3.85 MPa	23.7%
$f_{v,d} = 1.66$	0.10 MPa	6%
$f_{r,d} = 0.74$	0.10 MPa	13%

Tableau 7 - Résultats à l'ELS du panneau - Logiciel KLH

Flèche limite	ELS	ratio
Inst : $L/300 = 16.67\text{mm}$	4.64mm	28%
Fin : $L/250 = 20\text{mm}$	10.30mm	51%
(Fin) – (poids propre) : $L/500 = 10\text{mm}$	8.7mm	87%

Nous comparerons ces résultats à ceux trouvés dans les logiciels de MEF

2. Panneau CLT en compression et flexion (mur)

a) Entrée des données

Comme pour la vérification des planchers, il est possible de vérifier et dimensionner les panneaux de murs vis-à-vis du risque incendie.

Ici, nous ne vérifierons que les panneaux à l'ELU. Les paramètres de calcul rentrés sont les suivants :

- Classe d'utilisation : 1 « Structure fermées et chauffées ». Il en résulte un k_{mod} égal à 0.8.
- Le poids propre du panneau est défini à $\rho_m = 480 \text{ kg/m}^3$
- Charges permanentes : 10 kN/m
- Charges d'exploitation : 5 kN/m
- Vent horizontal : 1 kN/m
- Vent vertical : 1kN/m²
- Panneau choisi : 5s 95 DQ
 - 5s : 5 plis avec une alternance entre plis à 0° et plis à 90°
 - 95 : épaisseur de 95mm
 - DQ : plis extérieur verticaux

Remarque :

- ❖ Le coefficient k_{sys} n'est pas pris en compte dans cette partie du logiciel. Mais d'après le tableau 4, un $k_{sys}=1.05$ peut être pris pour la résistance vis-à-vis des charges dans le plan du panneau, et un $k_{sys}=1.1$ pour la résistance vis-à-vis de la charge perpendiculaire (ici le vent).
- ❖ Le logiciel prend en compte les ouvertures et en déduit un coefficient d'augmentation qui viendra affecter la charge (ici on ne considèrera pas d'ouverture).

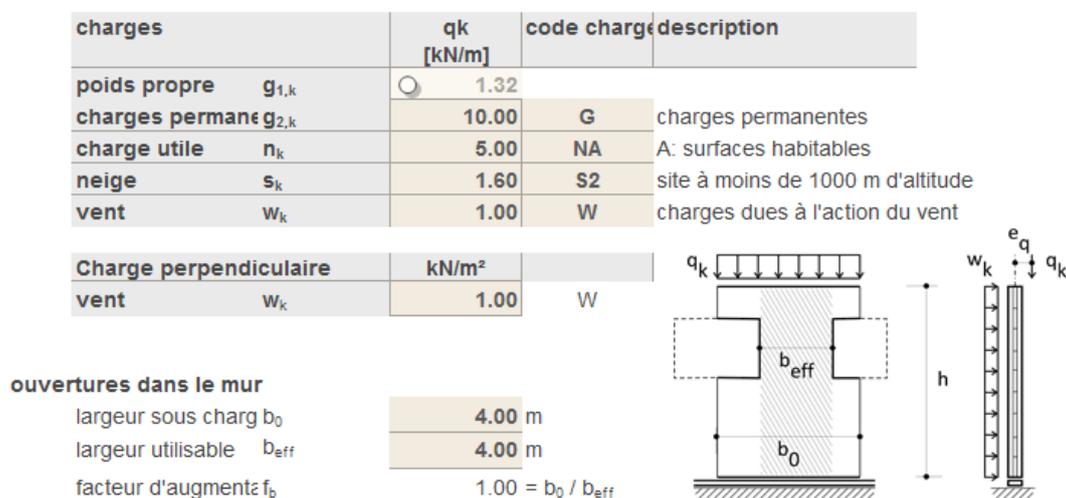


Figure 12 - Entrée des données pour le calcul d'un mur dans le logiciel KLH®

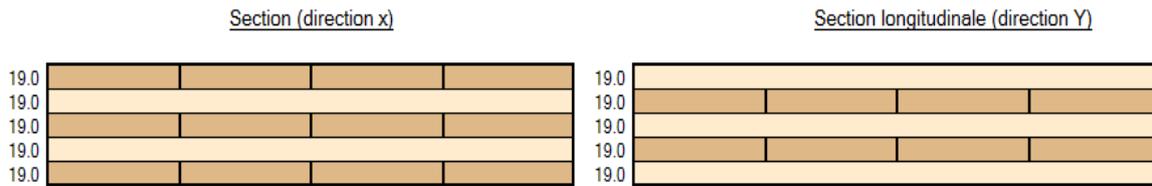


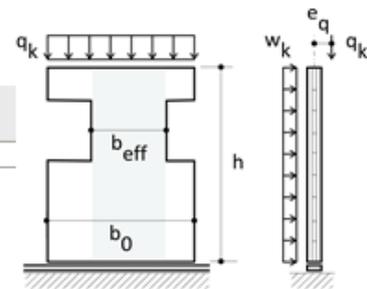
Figure 13 - Panneau KLH de type 5S 95 DQ

b) Résultats du logiciel KLH®

Dans le tableau ci-dessous (figure 11), nous avons les résultats concernant les contraintes dans le panneau à l'ELU :

calcul des états limites de la capacité de charge
situation permanente de dimensionnement

	q_d [kN/m ²]	q_k	k_{mod}	composition
q	22.79	16.32	0.80	$\gamma \cdot g_k + \gamma \cdot n_k$
w	1.50	1.00		$\gamma \cdot w_k$
q · b ₀	91.14 kN/m			
w · b ₀	6.00 kN/m			



Efforts internes pour b 0 = 0,04 m

N_d	-91.14 kN
$M_{w,d}$	6.31 kNm
$M_{Ne,d}$	0.00 kNm
M_d	6.31 kNm
l_k	2.90 m
γ_{it}	1.30 [FR]
k_{mod}	0.80
$A_{0a,net}$	2 280 cm ²
6 % $\sigma_{c,0,d}$	0.40 N/mm ²
9 % $\sigma_{m,y,d}$	1.32 N/mm ²
15 %	

caractéristiques géométriques de la section de b ef

$A_{0,net}$	2 280 cm ²	Charges surfaciques [kN/m ²] et ponctuelles
$I_{0,net}$	22 635 cm ⁴	moment d'inertie
$i_{0,net}$	3.151 cm	rayon d'inertie
W_{net}	4 765 cm ³	moment de résistance
A_{tot}	3800 cm ²	section totale
$E_{0,05}$	10 000 N/mm ²	
EI	2 716 kNm	
GA_s	30 310 kN	
$N_{cr,x}$	2 628 kN	charge critique de flambage
k_{λ}	1.0053	influence de la déformation de cisaillement sur l'élanement
λ_y	93	élanement
$\lambda_{rel,c}$	1.44	coefficient d'élanement relatif
β_c	0.10	coefficient
k	1.598	coefficient
$k_{c,y}$	0.438	coefficient de flambage
$f_{c,0,k}$	24.00 N/mm ²	
$f_{m,k}$	24.00 N/mm ²	
$f_{c,0,d}$	14.77 N/mm ²	
$k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}$	6.46 N/mm ²	
$f_{m,y,d}$	14.77 N/mm ²	
$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 100\%$		

Figure 14 - - Résultats des contraintes dans le panneau de mur - Logiciel KLH®

Tout d'abord, on constate que la combinaison retenue par le logiciel pour calculer la contrainte de compression est $1.35G+1.5Q$ ($\gamma \cdot gk + \gamma \cdot nk$). En effet, cette combinaison ne donne pas les contraintes les plus importantes mais donne le rapport le plus élevé. Si la neige rentre en compte, on a un k_{mod} qui passe de 0.8 à 0.9. Si le vent rentre en compte, on aura cette fois un $k_{mod}=1,1$.

Reprenons pas à pas le calcul effectué par le logiciel.

- Calcul de la contrainte de compression :

$$\text{Nous avons : } N_d = 1,35 \times ((10 + 1,322) \times 4) + 1,5 \times (5 \times 4) = 91,14 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Seuls les plis verticaux sont considérés dans ce calcul. Le panneau fait 4 mètres de large et possède 3 plis verticaux de 19mm. Il en résulte: $A_{0,net} = 3 \times 19 \times 4 = 228\,000 \text{ mm}^2$.

D'où :

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{0,net}} = \frac{93,61 \cdot 10^3}{228000} = 0,41 \text{ N/mm}^2$$

- Calcul de la contrainte de flexion :

Le logiciel ne prend en compte que l'action du vent latéral. La combinaison utilisée est donc $1.5xW$.

$$\text{Nous avons : } M_d = 1,5 \times (b \times \frac{ql^2}{8}) = 1,5 \times (4 \times \frac{1 \times 2,9^2}{8}) = 6,31 \text{ kN.m}$$

A nouveau, seuls les plis verticaux sont considérés dans ce calcul car eux seuls travaillent en

$$\text{flexion : } W_{net} = \frac{2}{h} \times (\frac{bh_1^3}{12} - \frac{bh_2^3}{12} + \frac{bh_3^3}{12}) = \frac{2 \times 400}{9,5 \times 12} \times (9,5^3 - 5,7^3 + 1,9^3) = 4765 \text{ cm}^3$$

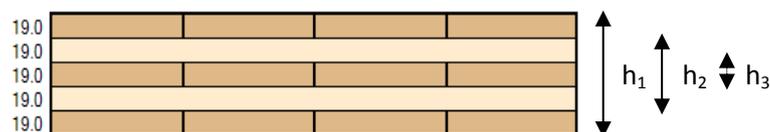


Figure 15 - Panneau KLH de type 5S 95 DQ

$$\text{On a alors : } \sigma_{m,y,d} = \frac{M_d}{W_{net}} = \frac{6,31 \times 10^6}{4165 \times 10^3} = 1,32 \text{ N/mm}^2$$

→ Il y a cependant une erreur dans le raisonnement utilisé, pour deux raisons.

Tout d'abord, il n'est pas possible d'utiliser deux combinaisons différentes pour le calcul des contraintes en flexion composée. Pour un mur en flexion, le vent intervient forcément dans la combinaison. Cette même combinaison doit être utilisée pour la vérification en compression. **On ne peut donc pas pondérer le vent et les charges d'exploitation avec le même coefficient.**

Ensuite, si le k_{mod} est de 0.8 pour le calcul à la compression du panneau, le k_{mod} doit être de 1.1 pour le calcul de la flexion puisque cette dernière est générée par des charges de vent. Le logiciel calcule la

résistance du panneau à la flexion en utilisant le même k_{mod} que celui trouvé dans le cadre d'une vérification à la compression seule (sans flexion). La formule que l'on doit ici vérifier est, pour rappel :

$$\left| \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{sys} \times k_{c,z} \times f_{c,0,d}} \right| + \left| \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \right| \leq 1$$

Rappelons que les coefficients k_{sys} ne sont pas non plus pris en compte par le logiciel.

Il n'est pas possible de considérer un k_{mod} différent pour chaque membre, ni le k_{mod} le plus faible. Dès lors qu'une force de vent est prise en compte dans un calcul, le k_{mod} passe à 1.1.

c) Résultats corrigés

En prenant en compte ces deux remarques, on repart du début, à savoir le choix de la combinaison (ELU). La neige étant bien inférieure aux charges d'exploitation, nous ne considérerons pas la combinaison où elle agit de façon déterminante. Nous avons donc deux combinaisons possibles :

- 1- Action du vent déterminante : $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W + 1.05 \cdot Q + 0.75 \cdot S$
- 2- Action des CE déterminantes : $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 0.9 \cdot W + 0.75 \cdot S$

Combinaison n°1 :

- Calcul de la contrainte de compression :

Nous avons : $N_d = 1,35 \times ((10 + 1,322) \times 4) + 1,5 \times (1 \times 4) + 1,05 \times (5 \times 4) + 0,75 \times (1,6 \times 4) = 92,94 \cdot 10^3 \text{ N}$

$A_{0,net} = 3 \times 19 \times 4000 = 228\,000 \text{ mm}^2$.

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{0,net}} = \frac{92,94 \cdot 10^3}{228000} = 0,408 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k} \times k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{24 \times 1,1}{1,3} = 20,3 \text{ MPa}$$

- Calcul de la contrainte de flexion :

Seul le vent latéral participe à la flexion (pas d'excentricité).

Nous avons : $M_d = 1,5 \times (b \times \frac{ql^2}{8}) = 1,5 \times (4 \times \frac{1 \times 2,9^2}{8}) = 6,31 \text{ kN.m}$

$W_{net} = 4765 \text{ cm}^3$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_d}{W_{net}} = \frac{6,31 \times 10^6}{4165 \times 10^3} = 1,32 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,0,d} = \frac{f_{m,0,k} \times k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{24 \times 1,1}{1,3} = 20,3 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d} \times k_{sys}} + \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,0,d} \times k_{sys}} = \frac{0,408}{0,438 \times 20,3 \times 1,05} + \frac{1,32}{20,3 \times 1,1} = 4,4\% + 5,9\% = \mathbf{10,3\%}$$

Combinaison n°2 :

- Calcul de la contrainte de compression :

Nous avons : $N_d = 1,35 \times ((10 + 1,322) \times 4) + 0,9 \times (1 \times 4) + 1,5 \times (5 \times 4) + 0,75 \times (1,6 \times 4) = 99,54 \cdot 10^3 \text{ N}$

$A_{0,net} = 3 \times 19 \times 4 = 228\,000 \text{ mm}^2$.

D'où :

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{0,net}} = \frac{99,54 \cdot 10^3}{228000} = \mathbf{0,44 \text{ N/mm}^2}$$

- Calcul de la contrainte de flexion :

Seul le vent latéral participe à la flexion (pas d'excentricité).

Nous avons : $M_d = 0,9 \times (b \times \frac{ql^2}{8}) = 1,5 \times (4 \times \frac{1 \times 2,9^2}{8}) = 3,78 \text{ kN.m}$

$W_{net} = 4765 \text{ cm}^3$

$$\text{On a alors : } \sigma_{m,y,d} = \frac{M_d}{W_{net}} = \frac{3,78 \times 10^6}{4165 \times 10^3} = \mathbf{0,91 \text{ N/mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d} \times k_{sys}} + \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,0,d} \times k_{sys}} = \frac{0,44}{0,438 \times 20,3 \times 1,05} + \frac{0,91}{20,3 \times 1,1} = 4,4\% + 4,1\% = \mathbf{8,5\%}$$

→ C'est donc la combinaison n°1 (action du vent déterminante) qui est la plus défavorable avec un taux de travail total de 10,3%.

Le calcul effectué par le logiciel KLH n'est pas le bon mais est néanmoins conservateur.

C. MODÉLISATION DANS ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

1. Entrée des données

Robot permet en effet de modélisation des surfaces en élément finis et de définir une « épaisseur orthotrope », défini par l'utilisateur. A cette épaisseur, on peut définir une matrice de rigidité orthotrope (figure 9). KLH propose un logiciel appelé *KLH designer* sur lequel on peut récupérer un certain nombre d'informations sur les panneaux CLT, dont la matrice de rigidité d'un type de panneau souhaité (figure 11).

4 900	0				
0	940				
		350			
			20 700	0	
			0	8 070	
					1 440 000
					0
					0
					720 000
					42 400

Figure 16 - Matrice de rigidité obtenue avec KLH Designer

Une fois l'ensemble des caractéristiques du matériau et les hypothèses de calcul rentrés, j'ai étudié la flexion du panneau de 2x5 mètres dans son plan. Cela afin de voir dans un premier temps les déformations, les contraintes.

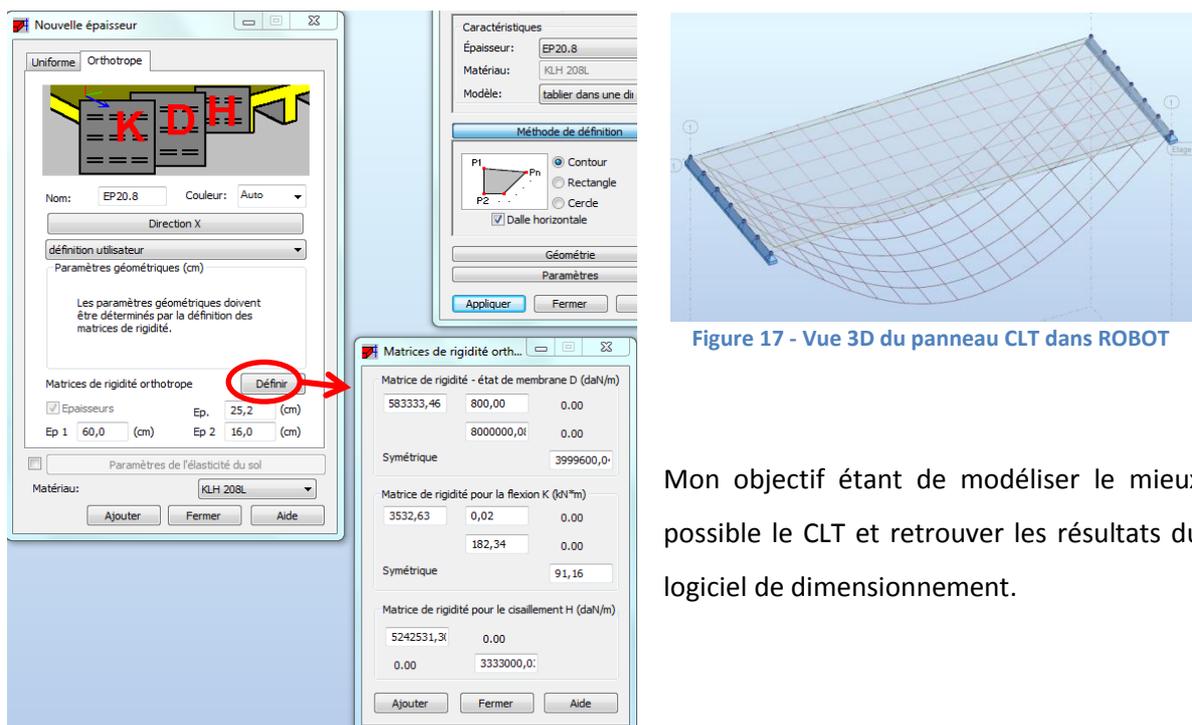


Figure 17 - Vue 3D du panneau CLT dans ROBOT

Mon objectif étant de modéliser le mieux possible le CLT et retrouver les résultats du logiciel de dimensionnement.

Figure 18 - Définition des propriétés du matériau KLH avec ROBOT

2. Résultats

Robot est capable de dimensionner des barres bois selon l'Eurocode 5 mais pas des surfaces. Les résultats obtenus ne sont donc pas très pertinents : les coefficients utilisés pour le dimensionnement bois ne sont pas appliqués. On obtient donc des déformations qui ne sont pas représentatives d'un dimensionnement comme on l'attend. Nous ne comparerons donc pas les résultats car ceux-ci n'ont rien à voir. Les contraintes sont cependant assez proches de celles obtenues avec le logiciel KLH.

D. MODÉLISATION DANS RFEM

1. Présentation du logiciel

RFEM est un logiciel de calcul aux éléments finis extrêmement abouti. Il permet de vérifier des structures en bois, béton, acier et d'autre (verres, aluminium, étude de sol etc.). La prise en main est rapide, l'interface intuitive. RFEM est le noyau du programme de modélisation aux éléments finis. Le logiciel possède à côté des modules complémentaires pour dimensionner, selon la nature des matériaux, les éléments dessinés. Le module RF-LAMINATE qui permet de modéliser des surfaces stratifiées. Après discussion avec les développeurs, ce module est parfaitement adapté pour modéliser les panneaux. Une vérification à l'EC5 est possible mais nous verrons par la suite qu'elle n'est pas complète, pour plusieurs raisons. Une bibliothèque est disponible dans laquelle est référencée l'ensemble des panneaux fabriqués par KLH®. Le choix se fait selon le type de panneaux et l'épaisseur souhaitée et les caractéristiques du panneau sont directement intégrées au logiciel.

Couche n°	A Description du matériau	B Facteur Catégorie	C Épaisseur t [mm]	D Direction orthotrope β [°]	E Module d'élasticité [N/mm ²]		G Module de cisaillement [N/mm ²]		H G _{yz}
					E _x	E _y	G _{xz}	G _{yz}	
1	ETA-06/0138	Bois massif	40.0	0.00	12000.0	0.0	690.0	50.0	
2	ETA-06/0138	Bois massif	30.0	90.00	12000.0	0.0	690.0	50.0	
3	ETA-06/0138	Bois massif	40.0	0.00	12000.0	0.0	690.0	50.0	
4	ETA-06/0138	Bois massif	30.0	90.00	12000.0	0.0	690.0	50.0	
5	ETA-06/0138	Bois massif	40.0	0.00	12000.0	0.0	690.0	50.0	
6									
7									
8									
9									

Figure 19 - Composition d'un panneau 5s 180 DL dans RF LAMINATE (RFEM)

Ci-dessus, la composition du panneau étudié. Le logiciel renseigne pour chaque couche l'ensemble des caractéristiques mécaniques : module d'élasticité, de cisaillement, poids propre, coefficient de poisson etc. Elles peuvent être modifiées les unes indépendamment des autres mais pour le CLT toutes les couches sont identiques, seule la direction orthotrope change pour les plis transversaux.

Couche n°	Description du matériau	Résistance pour la flexion / traction / compression [N/mm ²]					Résistances au cisaillement [N/mm ²]			
		f _{b,0,k}	f _{b,90,k}	f _{t,0,k}	f _{t,90,k}	f _{c,0,k}	f _{c,90,k}	f _{xy,k}	f _{v,k}	f _{R,k}
1	ETA-06/0138	24.0	24.0	16.5	0.1	24.0	2.7	2.7	2.7	1.2
2	ETA-06/0138	24.0	24.0	16.5	0.1	24.0	2.7	2.7	2.7	1.2
3	ETA-06/0138	24.0	24.0	16.5	0.1	24.0	2.7	2.7	2.7	1.2
4	ETA-06/0138	24.0	24.0	16.5	0.1	24.0	2.7	2.7	2.7	1.2
5	ETA-06/0138	24.0	24.0	16.5	0.1	24.0	2.7	2.7	2.7	1.2
6										
7										
8										
9										
10										

Figure 20 - Résistance d'un panneau 5s 180 DL dans RF LAMINATE

Ci-dessus, la résistance du matériau selon la sollicitation. Les valeurs prédéfinies ont été adaptées pour qu'elles soient conformes aux caractéristiques de l'avis technique KLH (voir [II-A-2](#)). De même, les termes de la matrice de rigidité peuvent être modifiés. De ce fait, ils ont été ajustés pour que l'on retrouve les matrices de rigidité du constructeur, disponible sur *KLH designer* (un micro-logiciel contenant les données mécaniques de chaque type de panneau).

→ Nous avons ainsi scrupuleusement les mêmes paramètres que ceux utilisés par le logiciel KLH (la comparaison des résultats ne sera que meilleure).

2. Panneau CLT en flexion simple

a) Entrée des données

Les paramètres du panneau de plancher ainsi que les hypothèses de calcul rentrés dans le logiciel sont strictement les mêmes que ceux rentrés dans le logiciel KLH (voir page 15, [II-B-1-a](#)).

Pour modéliser un panneau en flexion simple, il suffit de définir une surface des dimensions voulues et la positionner sur deux appuis linéiques, comme pour une poutre en flexion simple en 2D. Il est d'ailleurs spécifier dans l'avis technique KLH® : « Bien que les panneaux KLH eux-mêmes permettent la reprise locale de flexion transversale (sens perpendiculaire au fil des plis externes), compte tenu de l'impossibilité qu'il y a à transmettre des moments entre panneaux adjacents, les planchers doivent être conçus et mis en œuvre de manière à fonctionner en flexion sur deux appuis et non pas sur 4 côtés. ».

Le maillage choisi est celui par défaut du logiciel : des quadrangles de 0.5m de côté (amplement suffisant pour ce type d'analyse). Pour rappel, la modélisation des éléments finis se fait dans RFEM et le module RF-LAMINATE permet de définir la surface modélisée comme un panneau stratifié.

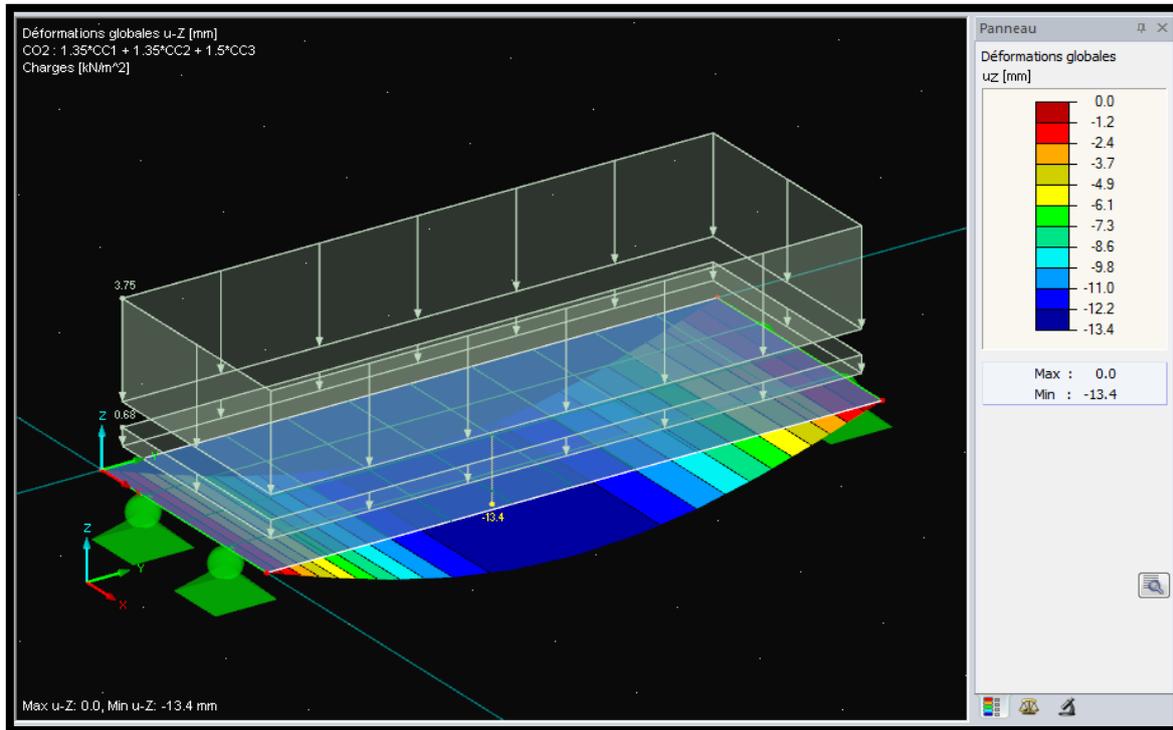


Figure 21 - Vue 3D du panneau CLT dans RFEM

b) Résultats

Après calcul, le module RF LAMINATE permet de déterminer l'ensemble des contraintes s'exerçant sur le panneau, cela pour chaque couche. Il les compare à la résistance en appliquant les différents coefficients γ_M , k_{def} , k_{mod} etc. Le calcul effectué est fiable puisqu'il reprend celui de l'EC5. Seul le coefficient $k_{k_{sys}}$ n'est pas pris en compte. Il faut donc changer manuellement les paramètres de résistance si l'on souhaite l'appliquer.

Le tableau ci-dessus reprend pour la surface calculée, les contraintes maximales observées dans le panneau (il compare les contraintes dans chaque pli). Les colonnes I,J listent l'ensemble des contraintes étudiées et leur valeur. Les colonnes F, G et H donnent la couche concernée (avec le n° du pli et sa profondeur par rapport à la surface supérieur du panneau). Dans la colonne K se trouve la résistance de calcul à laquelle est associée la colonne L qui donne le ratio. Les valeurs que nous retiendrons sont : $\sigma_{b+t,c,0}$, $\tau_{x'z'}$ et $\tau_{y'z'}$ qui correspond à τ_R , le cisaillement roulant.

Surface n°	Point n°	Coordonnées du point [m]			Charge-ment	Couche		côté	Symbole	Contraintes [N/mm ²]		Rapport [-]	Graphique dans le rapport d'impres
		X	Y	Z		n°	z [mm]			Existante	Limite		
1	26	0.000	2.500	0.000	CO2	1	0.0	Supérieur	σ_x	-3.86			<input type="checkbox"/>
	1	0.000	0.000	0.000	CO2	2	40.0	Supérieur	σ_y	-0.57			<input type="checkbox"/>
	2	2.000	0.000	0.000	CO2	2	70.0	Inférieur	τ_{yz}	-0.04			<input type="checkbox"/>
	6	1.000	0.000	0.000	CO2	3	90.0	Au milieu	τ_{xz}	-0.10			<input type="checkbox"/>
	1	0.000	0.000	0.000	CO2	1	0.0	Supérieur	τ_{xy}	-0.09	1.66	0.06	<input type="checkbox"/>
	26	0.000	2.500	0.000	CO2	1	0.0	Supérieur	$\sigma_{b,0}$	-0.86	16.25	0.05	<input type="checkbox"/>
	1	0.000	0.000	0.000	CO2	4	110.0	Supérieur	$\sigma_{b,90}$	0.00	16.25	0.00	<input type="checkbox"/>
	26	0.000	2.500	0.000	CO2	5	140.0	Supérieur	$\sigma_{t/c,0}$	3.00	10.65	0.28	<input type="checkbox"/>
	1	0.000	0.000	0.000	CO2	4	110.0	Supérieur	$\sigma_{t/c,90}$	0.00	0.06	0.00	<input type="checkbox"/>
	26	0.000	2.500	0.000	CO2	5	180.0	Inférieur	$\sigma_{b+t/c,0}$	3.86		0.33	<input type="checkbox"/>
	1	0.000	0.000	0.000	CO2	4	140.0	Inférieur	$\sigma_{b+t/c,90}$	0.00		0.00	<input type="checkbox"/>
	53	1.000	5.000	0.000	CO2	2	40.0	Supérieur	τ_{yz}	-0.10	0.74	0.13	<input type="checkbox"/>
	6	1.000	0.000	0.000	CO2	3	90.0	Au milieu	τ_{xz}	-0.10	1.66	0.06	<input type="checkbox"/>
	1	0.000	0.000	0.000	CO2	1	0.0	Supérieur	τ_{xy}	-0.09	1.66	0.06	<input type="checkbox"/>

Figure 22 - Résultats des contraintes à L'ELU du panneau en flexion dans RF-LAMINATE

RFEM est un logiciel de MEF et le calcul qui est fait est quelque peu différent du logiciel KLH. Tout d'abord, on constate que la contrainte que l'on considère être celle de flexion s'appelle $\sigma_{b+t/c,0}$ dans RFEM :

Normal stress along the grain

$\sigma_{b+t/c,0}$

$$\sigma_{b+t/c,0} = \sigma_x \cos^2 \beta + \tau_{xy} \sin 2\beta + \sigma_y \sin^2 \beta$$

*1 – Direction of grain

Normal stress in x-direction

- Stress on positive surface side

$$\sigma_{x,+} = \frac{n_x}{t} + \frac{6 m_x}{t^2}$$

where $t =$ plate thickness

- Stress on negative surface side

$$\sigma_{x,-} = \frac{n_x}{t} - \frac{6 m_x}{t^2}$$

Normal stress in y-direction

- Stress on positive surface side

$$\sigma_{y,+} = \frac{n_y}{t} + \frac{6 m_y}{t^2}$$

- Stress on negative surface side

$$\sigma_{y,-} = \frac{n_y}{t} - \frac{6 m_y}{t^2}$$

Figure 23 - Formules des contraintes normales - Manuel RF-LAMINATE

Chaque valeur de n_x, n_y et m_x, m_y de chaque point du maillage peuvent être trouvés dans RFEM, dans les tableaux de résultats « Surface – efforts internes de base ».

Dans notre cas, $\beta=0^\circ$ pour les plis longitudinaux et $\beta=90^\circ$ pour les plis transversaux. Pour de la flexion simple, n_x, n_y sont nuls. De plus, seuls les plis longitudinaux travaillent ; la contrainte $\sigma_{b+t/c,0}$ s'écrit donc : $\sigma_{b+t/c,0} = \sigma_x = \frac{6m_y}{t^2}$ où m_y est exprimé en kNm/m.

On retrouve la formule utilisée par le logiciel KLH®, à savoir, $\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_{net}} = \frac{t}{2} \times \frac{12}{bt^3} \times M_d$

t n'est pas égale à l'épaisseur du panneau comme indiqué dans le manuel mais correspond à une épaisseur équivalente qui aurait le même module d'inertie que les 3 plis longitudinaux :

$$\frac{2}{t} \times \frac{bt^3}{12} = \frac{2}{h} \times \left(\frac{bh_1^3}{12} - \frac{bh_2^3}{12} + \frac{bh_3^3}{12} \right)$$

Remarque : Pour de la flexion composée où des efforts normaux apparaîtront, $\sigma_{b+t/c,0}$ ne sera plus la contrainte de flexion mais l'addition de la contrainte de compression avec celle de flexion (nous verrons ce cas lors de l'étude d'un panneau utilisé en tant que mur). Étant donné que la résistance en flexion et en compression n'est pas la même, il faudra distinguer les deux contraintes séparément.

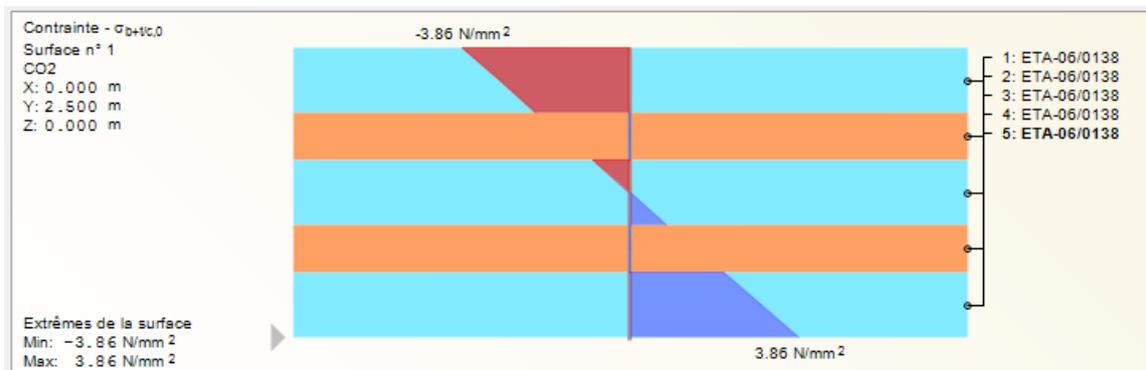


Figure 24 - Distribution de la contrainte en flexion simple dans les plis longitudinaux - RF-LAMINATE

La valeur trouvée par le calcul est bien entendu celle maximum et la distribution des contraintes à l'intérieur des couches intermédiaires est faite par interpolation linéaire.

Les plis se situant au-dessus de l'axe neutre sont comprimés et ceux en dessous tendus. Le logiciel extrait alors de $\sigma_{b+t/c,0}$, la contrainte de traction/compression **pour chaque plis** :

Tension/compression component of the normal stress along the grain

$$\sigma_{t/c,0} = \frac{\sigma_{b+t/c,0(\text{top})} + \sigma_{b+t/c,0(\text{middle})} + \sigma_{b+t/c,0(\text{bottom})}}{3}$$

Il en résulte alors :

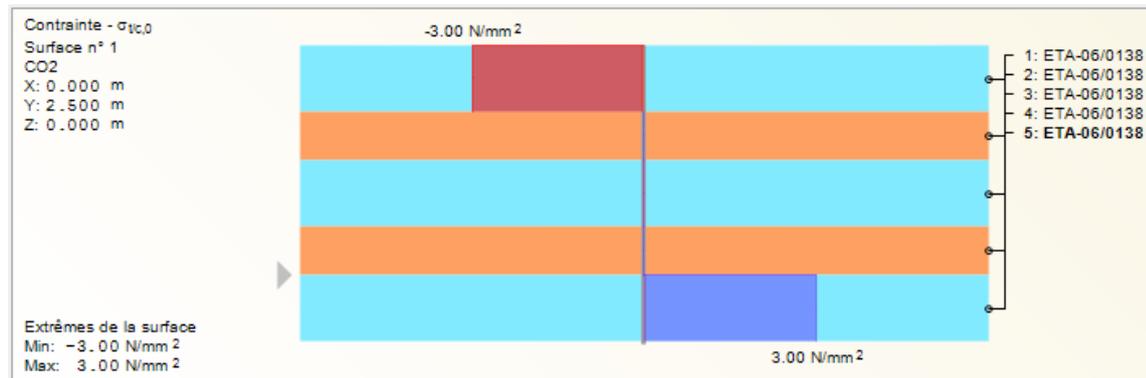


Figure 25 - Distribution de la contrainte de compression/traction dans chaque plis - RF-LAMINATE

En résumé, RF-LAMINATE, bien que le panneau soit en flexion simple, vérifie les contraintes de compression/traction dans les plis. Étant donné que $f_{t,0,k} = 16,5 \text{ MPa} < f_{m,k} = f_{c,0,k} = 24 \text{ MPa}$, il peut arriver qu'en flexion simple, les plis du dessous atteignent leur limite en traction sans que ce soit le cas pour la limite en flexion.

c) Résultats à l'ELS

Le module RF-LAMINATE calcul également les limites de service à l'ELS du panneau :

3.1 Déplacements maximaux												
Surface n°	A	B			C		D	E	F	G	H	I
	Point n°	Coordonnées du point de grille [m]					Chargeme	Type de Combinaison	Déplacements [mm]		Rapport u_z [-]	
		X	Y	Z					u_z	u_z limite		
1	28	1.000	2.500	0.000	CR2	Caractéristique		4.6	16.7	0.28		
	28	1.000	2.500	0.000	CR3	Quasi-permanente		10.3	20.0	0.51		

Figure 26 - Résultats des déplacements à l'ELS du panneau dans RF-LAMINATE

La combinaison donnant la flèche $w_{fin}-w_{g,inst}$ n'est générée automatiquement par le logiciel. Mais nous pouvons facilement la créer manuellement :

$$0.8 \times g_{poids\ propre} + 1.8 \times g_{charges\ permanentes} + 1.24 \times q$$

Seul le fluage du poids propre est conservé

En résumé, voici les tableaux reprenant les résultats à l'ELU et à l'ELS du panneau en flexion simple :

Tableau 8 - Résultats à l'ELU du panneau – RF-LAMINATE

Résistance de calcul	ELU	ratio	Ratio logiciel KLH
$f_{m,d} = 16.25 \text{ MPa}$	3.86 MPa	23.8%	23.7%
$f_{v,d} = 1.66$	0.10 MPa	6%	6%
$f_{r,d} = 0.74$	0.10 MPa	13%	13%

Tableau 9 - Résultats à l'ELS du panneau – RF-LAMINATE

Flèche limite		ELS	ratio	Ratio logiciel KLH
Inst : $L/300 = 16.67\text{mm}$	4.5mm	27%		28%
Fin : $L/250 = 20\text{mm}$	10mm	50%		51%
(Fin) – (poids propre) : $L/500 = 10\text{mm}$	8.5mm	85%		87%

3. Panneau CLT en compression et flexion (mur)

a) Entrée des données

Les paramètres du panneau de mur ainsi que les hypothèses de calcul rentrés dans le logiciel sont strictement les mêmes que ceux rentrés dans le logiciel KLH (voir page 20, [II-B-2-a](#)).

Pour la modélisation du mur, un appui linéique type rotule est placé en pied et le déplacement horizontal est bloqué en tête.

b) Résultats

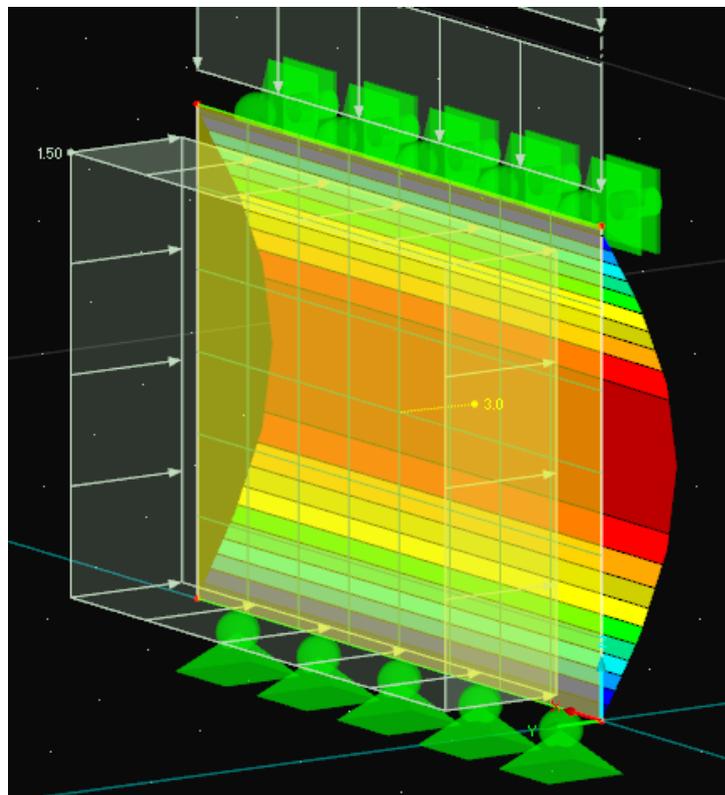


Figure 27 - Vue 3D du panneau de mur dans RFEM

Comme pour le panneau CLT en utilisation plancher, le module RF-LAMINATE calcule chaque contrainte en chaque couche. Ici la comparaison avec le logiciel KLH® sera plus difficile car comme nous l'avons vu, ce dernier n'utilise pas la bonne méthode. La comparaison s'effectuera avec les calculs faits « à la main ».

Le dimensionnement du CLT dans la documentation (avis techniques) se fait de façon à l'échelle du panneau. Nous avons vu que la contrainte de compression est calculée en divisant simplement la somme des forces latérales pondérées par la surface efficace (addition des surfaces des plis verticaux). RFEM et son module RF-LAMINATE étudie le panneau couche par couche (nous l'avons vu dans le calcul du planche), que ce soit en flexion, compression, traction etc.

→ Il n'est donc pas possible, à ce jour, de calculer la stabilité du panneau vis-à-vis de la compression et du flambement dans RF-LAMINATE.

Nous pouvons cependant reprendre les résultats de RF-LAMINATE et les étudier :

Charge- ment	A	B	C			D	E	F	G	H	I			J	K	L
	Surface n°	Point n°	Coordonnées du point [m] X Y Z			n°	Couche z [mm]	Côté	Contraintes [N/mm ²] Symbole Existante Limite			Rapport [.]				
CO4																
	1	79	3.143	0.000	1.450	1	0.0	Supérieur	σ_x	-1.78						
	1	83	2.000	0.000	1.450	1	19.0	Inférieur	$\sigma_{b,0}$	0.28	22.34				0.01	
	1	79	3.143	0.000	1.450	1	0.0	Supérieur	$\sigma_{t/c,0}$	-1.50	21.32				0.07	
	1	79	3.143	0.000	1.450	1	0.0	Supérieur	$\sigma_{b+t/c,0}$	-1.78					0.08	
	1	5	3.429	0.000	2.900	2	19.0	Supérieur	$\tau_{y'z'}$	-0.03	1.02				0.03	
	1	5	3.429	0.000	2.900	3	47.5	Au milieu	$\tau_{xz'}$	0.03	2.28				0.01	
	1	4	4.000	0.000	0.000	1	0.0	Supérieur	$\tau_{x'y'}$	-0.07	2.28				0.03	
	1	3	0.000	0.000	0.000	3	47.5	Au milieu	$\text{int}(\tau_{xz'}+\tau_{xy'})$						0.00	
	1	5	3.429	0.000	2.900	2	19.0	Supérieur	$\text{int}(\sigma_{t/c,90}+\tau_{y'z'})$						0.03	

Figure 28 - Résultats des contraintes à L'ELU du panneau en flexion composée dans RF-LAMINATE

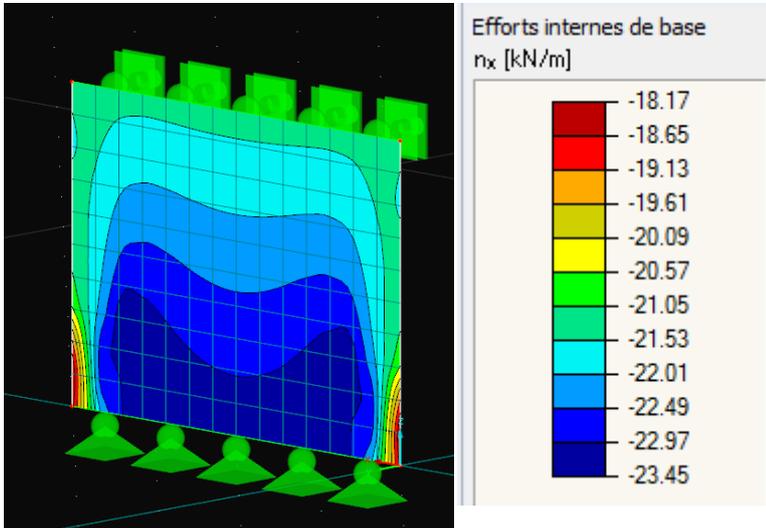
La combinaison étudiée est la même que celle utilisée par notre raisonnement analytique page 23 (II-B-2-c) : 1.35G+1.5W+1.05Q+0.75W.

En flexion composée, seuls les plis longitudinaux travaillent, nous allons donc nous intéresser uniquement à σ_x . Pour rappel, $\sigma_{b+t/c,0} = \sigma_x \cos^2\beta + \tau_{xy} \sin 2\beta + \sigma_y \sin^2\beta$ où $\beta = 0$ pour les plis longitudinaux et $\sigma_x = \frac{n_x}{t} + \frac{6m_x}{t^2}$. Cette contrainte, de par sa formule, est donc l'addition de la contrainte de flexion avec celle de compression. On peut donc la comparer à $\sigma_{c,0,d} + \sigma_{m,d} = 0,408 + 1,32 = 1,73 \text{ N/mm}^2$ dans le logiciel KLH. **Les deux valeurs sont plutôt proches.**

Mais le calcul qui est effectué par RF LAMINATE est différent et ce dernier ne décompose pas de la même façon. On peut d'ailleurs constater que la contrainte de traction/compression donnée par le logiciel est $\sigma_{t/c,0} = 1,5 \text{ N/mm}^2$ contre $0,408 \text{ N/mm}^2$ dans le logiciel KLH.

Étudions alors le calcul qui est fait par le logiciel :

Dans RFEM, on a au maximum $n_x = 90,36 \text{ kN}$ et $m_x = 6,56 \text{ kNm}$. (Les valeurs sont multipliées par la largeur du panneau, 4m, car RFEM fournit tous les résultats par mètre linéaire).



Nous pouvons déjà remarquer que $n_x < N_d = 92,94 \text{ kN}$. Cela est dû au poids propre qui agit progressivement le long du panneau. En tête de panneau le poids propre n'agit pas, en pied il agit en totalité. Étant donné que le point de flexion est au centre du panneau, il y a seulement la moitié du poids propre qui agit.

Notons que m_x est également supérieur à M_d . Le programme de MEF doit prendre en compte une légère excentricité des charges verticale liée à la déformation du panneau, créant un léger moment.

On aurait donc, d'après la formule du manuel : $\sigma_x = \frac{n_x}{t} + \frac{6m_x}{t^2} = \frac{90,36}{4 \times t} + 6 \times \frac{6,56 \cdot 10^3}{4 \times t^2} = 1,78 \text{ N/mm}^2$ où t serait l'épaisseur équivalente. En résolvant cette équation du second degré, on obtient $t = 81 \text{ mm}$.

Mais en décomposant, cela ferait $\sigma_{c,0,d} = \frac{n_x}{4 \times t} = 0,28 \text{ N/mm}^2$, or nous devrions avoir $\sigma_{c,0,d} = 0,41 \text{ N/mm}^2$ (voir II-B-2-c). **L'épaisseur équivalente n'est pas la même pour la compression que pour la flexion.**

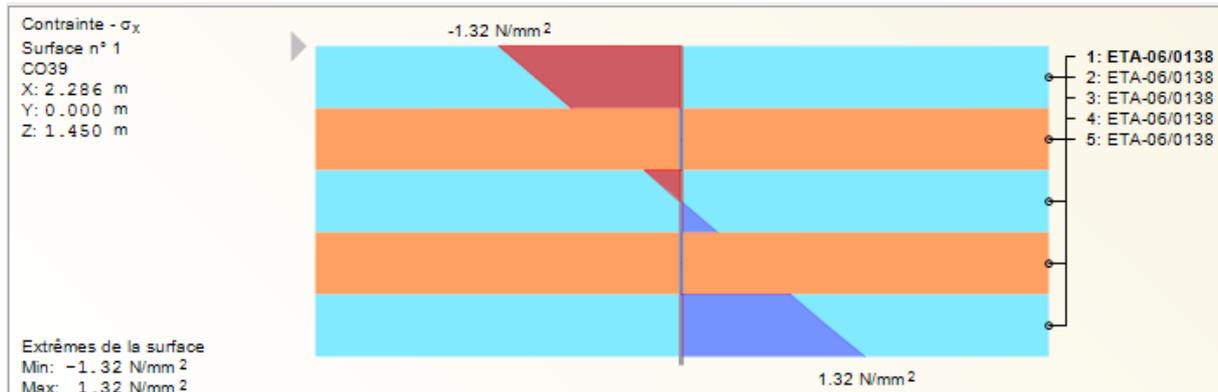
- Lorsque l'on crée la même combinaison dans RFEM en supprimant la force de vent latéral, on obtient bien $\sigma_x = \frac{n_x}{t} + \frac{6m_x}{t^2} = 0,41 \text{ N/mm}^2$ L'épaisseur équivalente est donc simplement la somme des épaisseurs des plis longitudinaux, à savoir $3 \times 19 = 57 \text{ mm}$.



Figure 29 - Contrainte de compression sous charges verticales dans les plis longitudinaux - RF-LAMINATE

- Lorsque l'on crée la combinaison en ne gardant que le vent latéral, on obtient bien

$$\sigma_x = \frac{n_x}{t} + \frac{6m_x}{t^2} = 1,32 \text{ N/mm}^2 \text{ (} m_x \text{ en kNm/m)}.$$



L'épaisseur équivalente en flexion est donc celle qui donne un module d'inertie égale à

$\frac{2}{h} \times \left(\frac{h_1^3}{12} - \frac{h_2^3}{12} + \frac{h_3^3}{12} \right)$. On a donc :

$$\frac{t'^2}{6} = \frac{2}{h} \times \left(\frac{h_1^3}{12} - \frac{h_2^3}{12} + \frac{h_3^3}{12} \right) = \frac{2}{95} \times \left(\frac{95^3}{12} - \frac{57^3}{12} + \frac{19^3}{12} \right) = 1191,3 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$t' = 84,54 \text{ mm}$$

En injectant les valeurs de t (épaisseur équivalent en compression) et t' (épaisseur équivalente en flexion) dans la formule de σ_x pour de la flexion composée, on a :

$$\sigma_x = \frac{n_x}{t} + \frac{6m_x}{t'^2} = \frac{90,36}{4 \times t} + 6 \times \frac{6,56 \cdot 10^3}{4 \times t'^2} = 1,78 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{On retrouve la valeur calculée par le logiciel.}$$

La formule présente dans le manuel n'est donc valable pour des matériaux comme le CLT ou les différents plis n'interviennent pas de la même façon dans la reprise des charges.

Enfin, si la contrainte de compression $\sigma_{t/c,0}$ est égale à $1,5 \text{ N/mm}^2$, c'est que l'on rajoute à

$\sigma_{c,0,d} = \frac{n_x}{t} = 0,41$, la compression dans le pli supérieur liée à la flexion (qui vaut $1,09 \text{ N/mm}^2$) :

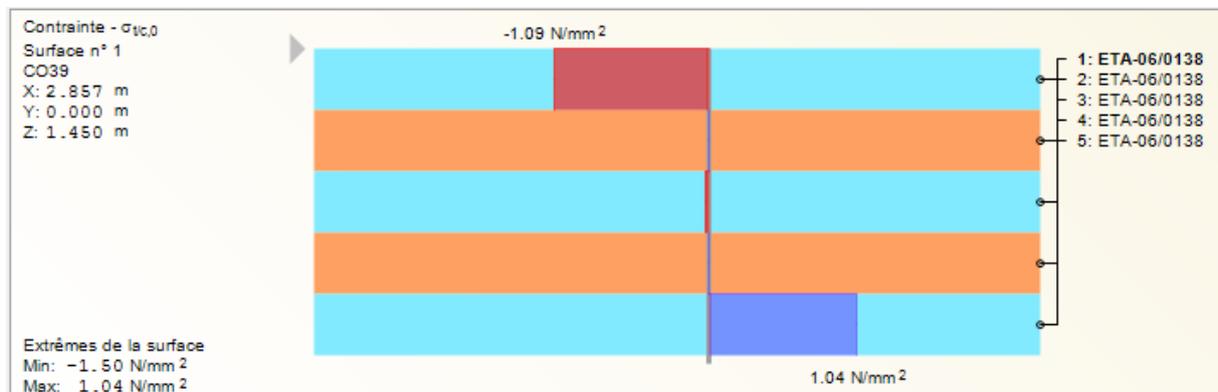


Figure 30 - Contrainte de compression/traction dans chaque pli liées à la flexion seule - RF-LAMINATE

4. Conclusion

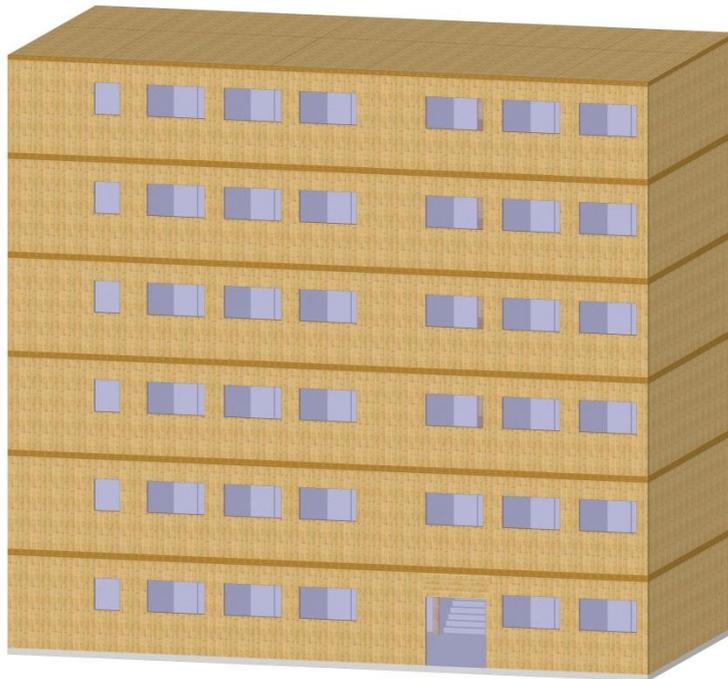
Cette modélisation préliminaire permet de savoir comment le logiciel de MEF étudie un panneau sous différentes sollicitations. La comparaison avec le logiciel de dimensionnement du constructeur KLH® est possible mais nous avons vu qu'il est nécessaire de garder un esprit critique quant aux résultats obtenus dans celui-ci. RF-LAMINATE est un outil performant pour le calcul des panneaux CLT mais son utilisation pour la vérification à l'EC5 des panneaux est discutable : il n'y a pas de vérification au flambement des murs, il ne calcule pas le taux de travail pour de la flexion composée et ne prend pas en compte le coefficient k_{sys} .

Pour dimensionner un bâtiment en CLT, il est donc nécessaire de coupler ces deux logiciels de calculs, bien différents l'un de l'autre. RFEM permet la modélisation aux éléments finis. Nous pourrions ainsi obtenir une descente de charge rapidement, étage par étage. Il permettra également une simulation sismique par la méthode des forces équivalentes. En récupérant les valeurs des charges verticales nous pourrions dimensionner les murs dans le logiciel KLH®. Ce dernier permettra également de calculer nos éléments vis-à-vis de leur résistance au feu.

III. Modélisation aux éléments finis et dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment R+5 en CLT

A. Présentation du bâtiment et hypothèses de calcul

1. Géométrie et structure du bâtiment



Il s'agit d'une résidence étudiante de 6 niveaux type CROUS avec des chambres d'environ 9m². Chaque étage dispose d'une cuisine commune, d'un local ménage, d'un accès à la cage d'escalier et d'un accès à l'ascenseur. **Le bâtiment fait 20 mètres de longueur par 10 mètres de largeur. La hauteur sous plafond fait 2,9 mètres.** Une telle résidence peut accueillir 71 étudiants.

Figure 31 - Vue générale du bâtiment étudié - 3D CADWORK

La structure porteuse est réalisée en panneaux CLT de marque KLH® (murs, planchers).

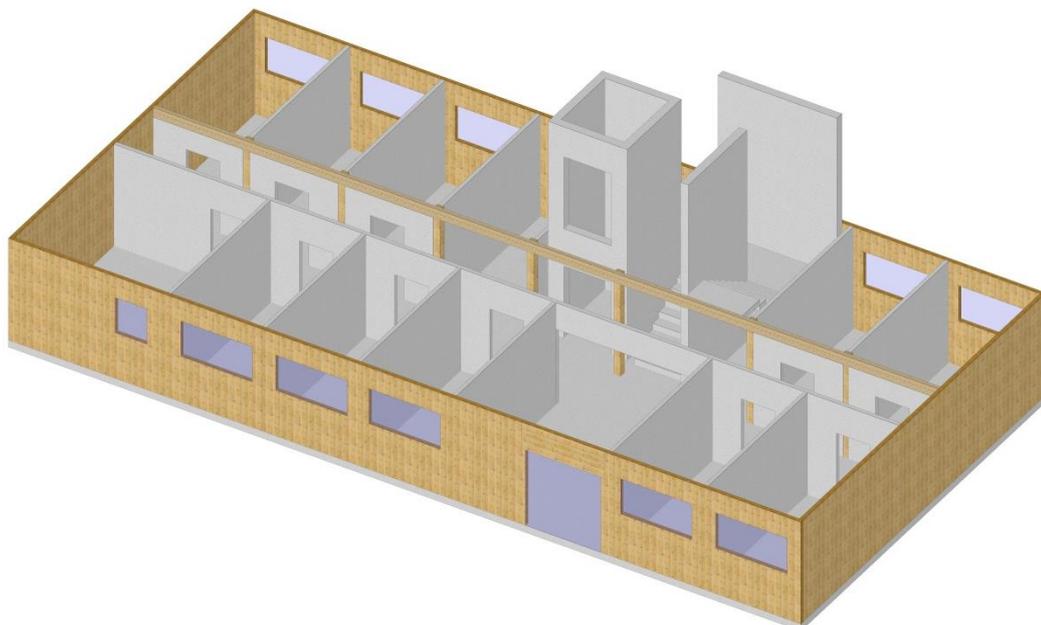


Figure 32 - Vue en coupe du RDC - 3D CADWORK

- Aucune cloison n'est porteuse et il n'y a aucun mur de refend. Seuls les murs de l'enveloppe extérieure reprennent les charges verticales et contreventent la structure.
- La cage d'escalier et la cage d'ascenseur normalement réalisées en béton n'ont qu'un rôle architectural.
- Une partie du plancher repose sur une poutre en lamellé collé (figure 31). Les panneaux de planchers ont ainsi une portée de 5,75m et 4,15m. La poutre repose elle-même sur une série de poteaux espacés d'environ la largeur d'une chambre (2,4m). La configuration étant similaire pour chaque étage, les poteaux du RDC reprennent les charges des poteaux des étages supérieurs.
- Ce bâtiment est un cas d'étude, l'aspect architectural n'a pas été travaillé.
- La toiture sera considérée comme plate même si en réalité une faible pente devrait exister pour évacuer l'eau de pluie.
- Le projet sera réalisé en Loire Atlantique (44) : **zone de sismicité modérée (III) et région de catégorie n°3 pour le vent**. Le bâtiment sera considéré comme au plus près de la mer.

Chaque plancher sera constitué de six panneaux de 295 cm (largeur standard maximale proposée par KLH®) et un panneau de 230 cm.

Les panneaux de murs sont de type Q (plis extérieurs verticaux) donc la longueur limite est 16.5 m. Le calepinage des murs s'est fait selon les ouvertures et **les jonctions de murs ont été placées de façon à ne pas coïncider avec les jonctions de planchers**, afin d'améliorer le monolithisme de la structure. Les murs des pignons sont réalisés d'un seul tenant, soit 10m de long. Les murs des façades font au maximum 10,35m de long. Les ouvertures des fenêtres sont taillées dans le panneau (lindeau continu). En revanche, pour l'ouverture de l'entrée principale, il s'agira d'un linteau rapporté. Les linteaux rapportés peuvent être fait d'une poutre en lamellé collé ou d'un panneau CLT dont les plis extérieurs sont dans le sens porteur :

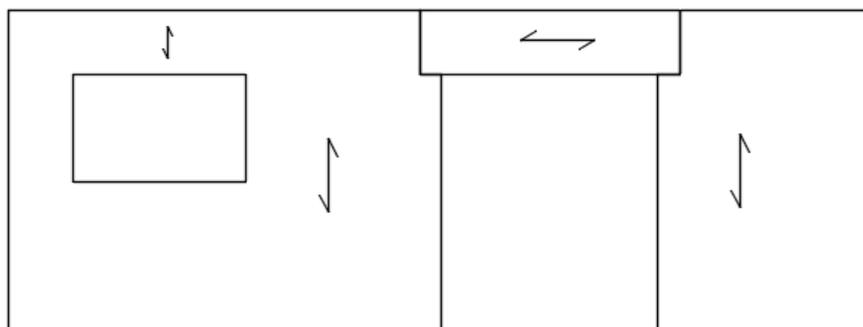


Figure 33 - Linteau continu (fenêtre) et linteau rapporté (porte)

2. Hypothèses de calcul

a) Charges permanentes

- Charges horizontales – toitures :

La toiture est plate à arrête vive (sans acrotère) et non accessible (sauf entretien). Les panneaux CLT la constituant sont ainsi isolés et étanchés comme suit :

(Extérieur)

- 10 mm de ravaillage en gravier (~15 kg/m²)
- Membrane d'étanchéité (3 kg/m²)
- Isolation de 250 mm en fibre de bois (13 kg/m², $\lambda=0,037$, $R=6.75$ m²K/W)
- Pare vapeur (0,2 kg/m²)
- Panneau CLT
- Faux plafond (2,5 kg/m²)

(Intérieur)

→ La valeur de calcul prise pour les charges permanentes de toiture est de **35 daN/m²**.

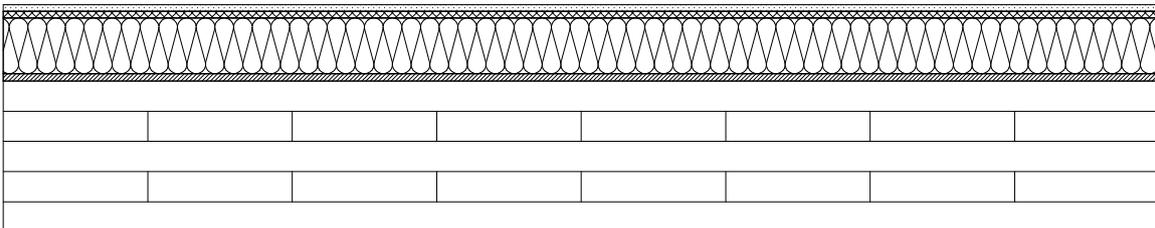


Figure 34 – Enveloppe supérieure des panneaux de toiture

- Charges horizontales – planchers :

Les planchers intermédiaires reprennent les charges horizontales liés aux revêtements, isolation, chape etc. Mais reprennent aussi les charges générées par les cloisons légères. Ces dernières sont composées de panneaux KLH de type Q de faible épaisseur (57 mm, 28kg/m²), isolées des deux côtés : 2 x 5cm de liège expansé (5.25 kg/m²).

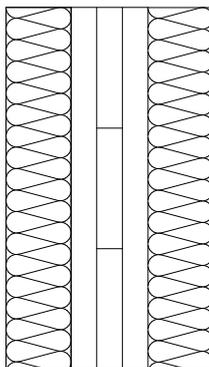


Figure 35 - Enveloppe des cloisons non porteuses

Chaque étage compte environ 210 m² de cloisons, on a au total :

- poids propre : $210 \times 28 = 5880$ kg
- isolation : $420 \times 5,25 = 2205$ kg
- divers (parement) : $420 \times 2,5 = 1050$ kg
- Total : 9135 kg, répartis sur 190 m² de plancher

→ Les cloisons génèrent ainsi **50 daN/m²** de plancher

La composition du plancher sera comme décrite ci-dessous :

(R + 1)

- Revêtement (linoléum) (2,5kg/m²)
- 5cm de chape légère (50kg/m²)
- 5cm d'isolant : liège expansé (5,25 kg/m²)
- 3cm de ravaillage léger (15kg/m²)
- Panneau KLH
- Faux plafond léger (2,5 kg/m²)

(RDC)

→ La valeur de calcul prise pour les charges permanentes de planchers est de 50+76=126 daN/m², **soit 130 daN/m²**.

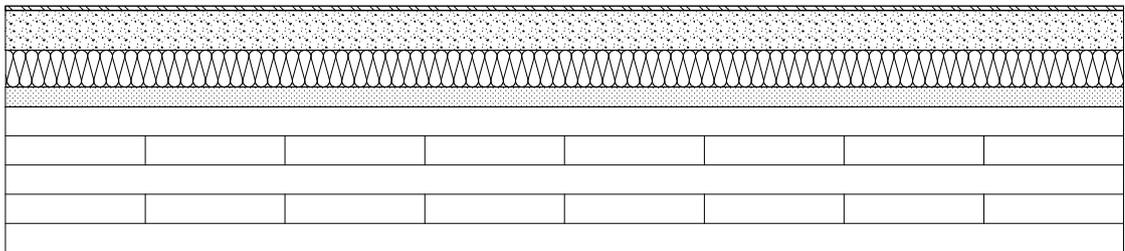


Figure 36 - Enveloppe supérieure des panneaux de plancher

- Charges verticales – Murs porteurs :
- L'isolation extérieure se fera comme la toiture, en fibres de bois. Les panneaux de fibres seront fixés grâce à une contre ossature croisée elle-même fixée au panneau CLT.

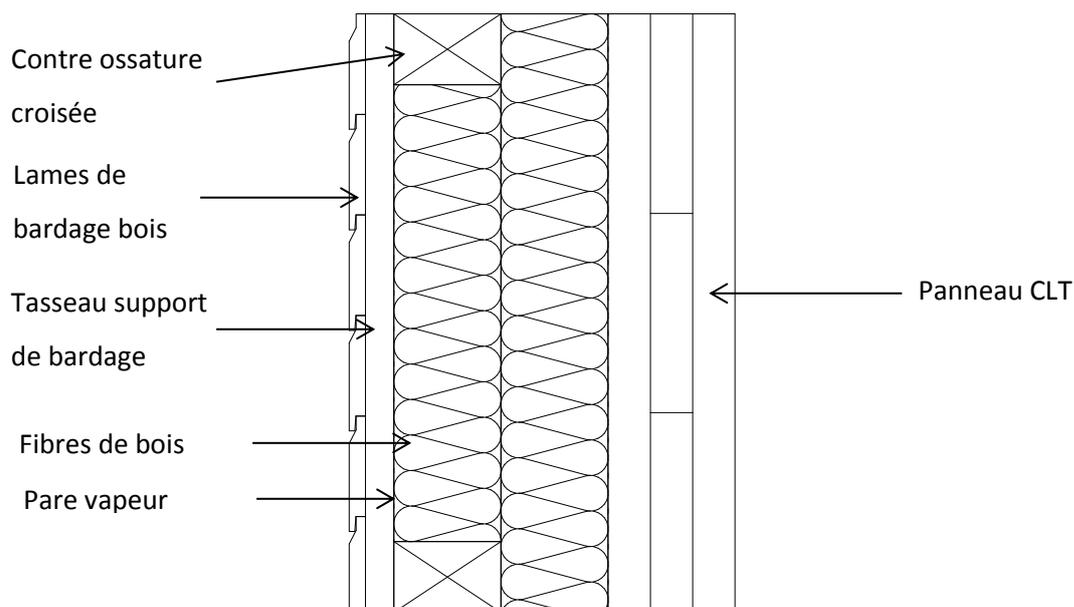


Figure 37 - Coupe verticale de l'enveloppe des panneaux de mur

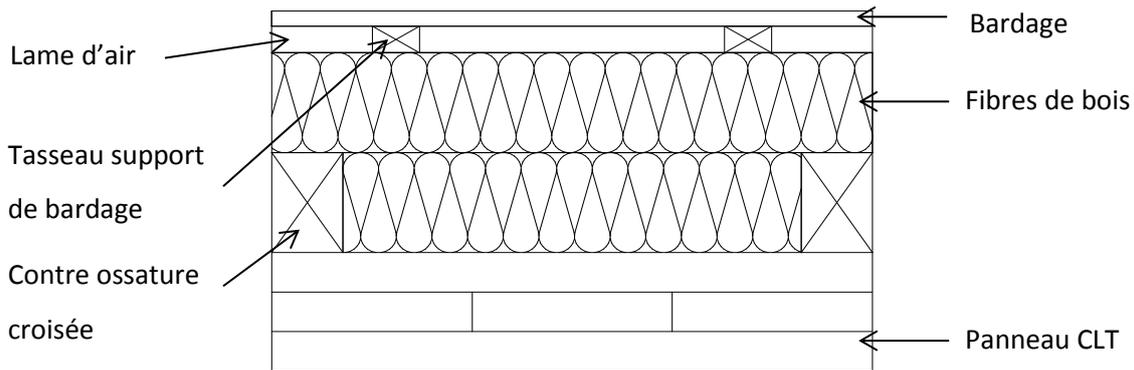


Figure 38 - Coupe horizontale de l'enveloppe des panneaux de mur

- Isolation de 250 mm en fibre de bois (13 kg/m^2 , $\lambda=0,037$, $R=6.75 \text{ m}^2\text{K/W}$)
- Contre ossature croisée : 16 kg/m^2
- Pare vapeur : $0,5 \text{ kg/m}^2$
- Tasseau support de bardage : 1 kg/m^2
- Bardage bois : 12 kg/m^2
- Divers : 15 kg/m^2

→ La valeur de calcul prise pour les charges permanentes des murs est de **60 daN/m²**.

b) Charges d'exploitation

- Les charges d'exploitation des planchers intermédiaires pour un bâtiment de type A (habitations) est de 150 daN/m^2 d'après l'EC1.
- La charge d'exploitation des panneaux de toiture sera définie d'après la clause 6.3.4.2 « Valeurs des actions » de l'annexe nationale à la NF EN 1991-1-1 en considérant que cette dernière est de catégorie H : « Toitures inaccessible sauf pour entretien et réparations courantes ».

- Le tableau 6.10 de la norme européenne EN 1991-1-1 :2002 est remplacé par le tableau suivant :

Type de la toiture	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Toiture de pente inférieure à 15 % recevant une étanchéité	0,8	1,5
Autres toitures	0	1,5

Tableau 6.10 (NF) - Toitures de catégorie H : charges d'exploitation

- La charge répartie q_k couvre une aire rectangulaire de 10 m^2 , dont la forme et la localisation sont à choisir de la façon la plus défavorable pour la vérification à effectuer (sans toutefois que le rapport entre longueur et largeur dépasse la valeur 2).
- Ces charges d'exploitation ne valent que pour la justification des éléments au regard de leur rôle comme éléments structuraux de la toiture.
- Ces charges d'exploitation tiennent compte du matériel spécifique d'exploitation, ainsi que des effets dynamiques.
- La charge répartie et la charge ponctuelle ne sont pas à appliquer simultanément.
- Ces charges d'exploitation ne sont pas prises en compte simultanément avec les charges de neige ou les actions du vent.

Figure 39 - Extrait de l'annexe nationale à la NF EN 1991-1-1 - Clause 6.3.4.2

Comme précisé dans le dernier point, la charge d'entretien ne sera pas combinée avec les charges de vent et/ou de neige.

Note : Les charges d'entretien sont considérées de court terme.

c) Charges de neige

Selon la NF EN-1991-1-3, les charges de neige sur les toitures se calculent comme suit :

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

- μ_i le coefficient de forme de toiture : ici égal à 0,8 (toiture à un seul versant < 30%)
- C_e le coefficient d'exposition pris égal à 1.
- C_t le coefficient thermique pris égale à 1.
- s_k la valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol : ici égale à 45 daN/m² (Loire atlantique : région A1).
- La pente de la toiture est inférieure à 3%, d'après la clause 5.2(6) de l'annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 : « Lorsque la toiture comporte des zones dont la pente vis-à-vis de l'écoulement de l'eau est inférieure à 3 %, il y a lieu, pour tenir compte de l'augmentation en cas de pluie de la densité de la neige résultant des difficultés d'évacuation de l'eau, de majorer la charge de neige sur ces zones de 0,2 kN/m². »

$$s = 0,8 \times 1 \times 1 \times 45 + 20 = 56 \text{ daN/m}^2$$

d) Charges de vent

L'étude du vent a été faite sur le module EOLE du logiciel MDBAT. Les paramètres rentrés sont les suivants :

EMG CHARPENTES		Date : 05/06/2017	Pg 1
22170 PLOUAGAT		Edit 17	
Note de calcul - Logiciel EOLE - Eurocode 1 - NF EN 1991-1-4/NA			
HYPOTHESES			
Environnement - Localisation			
Région :	3		
Catégorie de Terrain :	Rugosité 0	(Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer, lacs et plans d'eau parcourus par le vent)	
Vitesse de référence du vent :	26.00	m/s	
Bâtiment - Caractéristiques			
<u>Dimensions bâtiment</u>			
Longueur du Long-Pan :	20.00	m	
Largeur du Pignon :	10.00	m	
Hauteur sablière :	17.40	m	
Hauteur bâtiment :	17.40	m	
<u>Caractéristiques Toiture</u>			
Toiture Terrasse			
Angle de la terrasse compris entre 0° et 5°			
Type de Toiture-Terrasse	Rives à arêtes vives		
Bâtiment - Surfaces des Murs/Toitures			
<u>Caractéristiques Parois verticales</u>		<u>Caractéristiques Toiture</u>	
Mur Gauche (Long Pan) :	348.00	m ²	Toiture :
Mur Droit (Long Pan) :	348.00	m ²	200.00
Mur Haut (Pignon) :	174.00	m ²	m ²
Mur Bas (Pignon) :	174.00	m ²	
Bâtiment - Coefficients de pression			
Surface de charge prise en compte	>= 10 m ²	(Cpe,10 - Calcul de la structure portante générale des bâtiments)	
Ouvertures - Caractéristiques			
Bâtiment fermé			

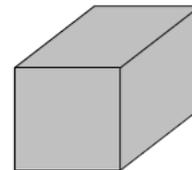


Figure 40 - Hypothèses de calcul pour le calcul du vent - MDBAT

Note : Le bâtiment est considéré proche de la mer : nous avons de ce fait une rugosité de 0 pour nous placer dans un cas défavorable (un des objectifs de notre étude réside dans le dimensionnement des assemblages au soulèvement).

Le logiciel fourni ensuite les résultats suivant, déterminé selon la NF EN 1991-1-4, avec son annexe national :

EMG CHARPENTES		Date : 05/06/2017	Pg 2 Edt 17
RESULTATS			
Pressions - Forces de frottement			
Pression de pointe Toiture - Qp :	133.82	daN/m ²	
Abattement applicable sur murs Pignons :	0.85		(Uniquement sur les faces au vent et sous le vent)
Abattement applicable sur murs Longs Pans :	0.88		(Uniquement sur les faces au vent et sous le vent)
Pas de Force de frottement			
Forces globales par éléments - Détails			
<u>Murs Long Pan</u>			
Pression maximale :	51226	daN	(Valeur moyenne : 147.20 daN/m ²)
Dépression maximale :	-41446	daN	(Valeur moyenne : -119.10 daN/m ²)
<u>Murs Pignon</u>			
Pression maximale :	25209	daN	(Valeur moyenne : 144.88 daN/m ²)
Dépression maximale :	-27010	daN	(Valeur moyenne : -155.23 daN/m ²)
<u>Toiture(s)</u>			
Pression maximale :	6289	daN	(Valeur moyenne : 31.45 daN/m ²)
Dépression maximale :	-28370	daN	(Valeur moyenne : -141.85 daN/m ²)
Annexes - Paramètres de calculs :			
Pression dynamique de ref - qb :	41.41	daN/m ²	(Cdir et Cseason à 1 par hypothèse)
Hauteur de référence - Ze :	17.40	m	
Coefficient d'orographie - Co(z) :	1.00		
Coefficient de rugosité - Cr(z) :	1.32		(Facteur de terrain - kr : 0.16)
Vitesse moyenne du vent - Vm :	34.29	m/s	
Intensité de turbulence - Iv :	0.12		(Coefficient de turbulence kl : 1.00)
Coefficient d'exposition - Ce(z) :	3.23		
Coefficient structural - CsCd :	1.00		(Bâtiment en charpente comportant des cloisons - 6.2.1.c)

Figure 41 - Résultats de l'étude du vent - MDBAT

Pour notre dimensionnement, nous utiliserons les valeurs moyennes de la force exercée sur chaque face du bâtiment. Nous travaillerons avec 8 cas de vent : vent dans la direction X, -X, Y, -Y. Pour chaque direction, nous traitons le cas d'une suppression intérieure et d'une dépression intérieure.

Les résultats pour chaque cas de vent sont fournis en [ANNEXE 2](#)

Note : Le coefficient d'abattement mentionné par la note de calcul ci-dessus fait référence au (3) du §7.2.2 de la NF EN 1991-1-4 :

« Le défaut de corrélation entre les pressions aérodynamiques au vent et sous le vent peut être traité comme suit. Pour les bâtiments avec $h/d \geq 5$, la force résultante est multipliée par 1. Pour les bâtiments avec $h/d \leq 1$, la force résultante est multipliée par 0,85. Il convient d'appliquer une interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de h/d . »

e) Hypothèses de calcul générales

- Les panneaux dimensionnés dans cette étude seront de classe 1 car isolés par l'extérieur. Pour rappel le coefficient k_{def} des panneaux KLH est celui du contre-plaqué, soit 0,8 et 1 pour la classe 1 et 2 respectivement.
- Les k_{sys} seront pris en compte pour le dimensionnement des panneaux de murs et les panneaux de plancher (voir II-A-2-a).
- Le coefficient γ_m prenant en compte la dispersion du matériau CLT est égal à 1,3. Pour les assemblages, ce coefficient vaut également 1,3.
- La pondération des différentes combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS est faite selon la NF EN 1990.
- La flèche limite pour la prévention des dégâts (second œuvre) sera pour un revêtement considéré élastique (linoleum).
- D'après la réglementation incendie, notre bâtiment appartient à la 3^{ème} famille A :
« De R + 4 à R + 7 maximum (au plus 7 étages sur rez-de-chaussée), Moins de 7 m depuis la porte palière la plus éloignée d'un logement jusqu'à l'escalier le plus proche, Au rez-de-chaussée les accès aux escaliers sont atteints par la voie échelles (perpendiculaire ou parallèle). » Extrait de www.fcba.fr/sites/default/files/files/FCBA-guide-securite-incendie.pdf
Et d'après le tableau suivant (extrait du même document), les éléments porteurs devront vérifier une tenue au feu d'1h :

Tableau 10 - Résistance au feu de la structure des bâtiments selon la famille d'appartenance

La structure des bâtiments doit respecter les exigences suivantes :

TYPE D'OUVRAGE	1 ^{re} FAMILLE	2 ^e FAMILLE	3 ^e FAMILLE	4 ^e FAMILLE
PLANCHERS*	REI 15 pour plancher haut du sous-sol	REI 30	REI 60	REI 90
ÉLÉMENTS PORTEURS VERTICAUX (MURS – POTEAUX)	R 15	R 30	R 60	R 90
PAROIS VERTICALES DE L'ENVELOPPE DU LOGEMENT À L'EXCLUSION DES FAÇADES	Pas d'exigence	EI 30	EI 30	EI 60

Note : dans le cas d'habitations individuelles des 1^{res} et 2^e familles jumelées ou réunies en bandes, les parois séparatives doivent être EI 15.

Les panneaux en CLT ont une bonne résistance au feu du fait de leur compacité.

Nous prendrons donc comme contrainte de ne pas utiliser d'élément protecteur au feu, pour les murs comme pour les planchers. Cette contrainte architecturale se retrouve dans certains immeubles existants où les plancher/murs sont apparents de l'intérieur.

3. Maquette numérique 3D du bâtiment dans RFEM

La modélisation de notre bâtiment dans le logiciel de MEF reprend en tout point la géométrie définie dans le logiciel de dessin CADWORK 3D. Seuls les éléments structuraux ont été modélisés, avec leurs ouvertures :

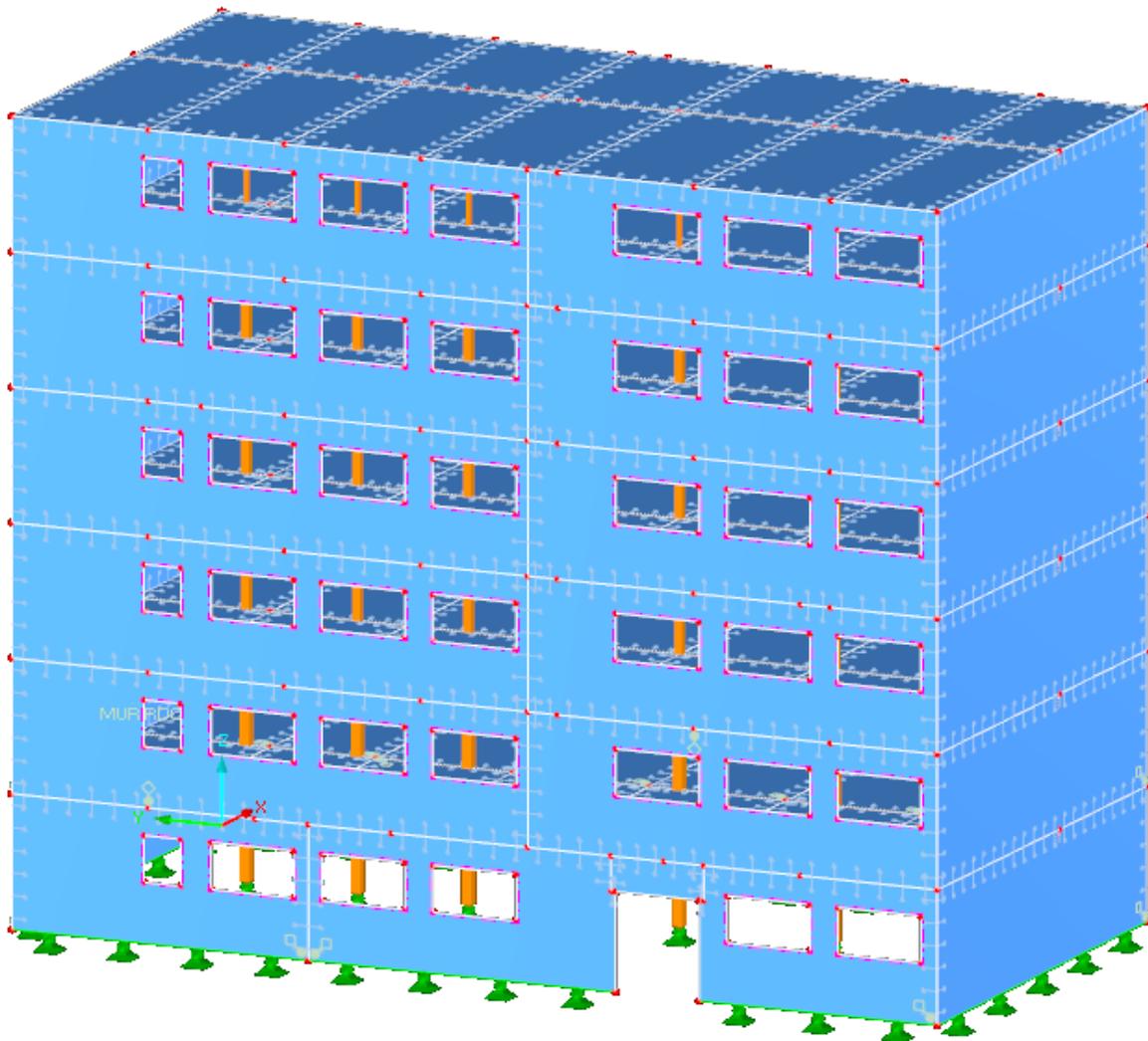


Figure 42 - Modélisation 3D (MEF) du bâtiment dans RFEM

Caractéristiques de la modélisation :

- Les liaisons entre les panneaux sont, dans un premier temps, définies comme simples articulations (seule rotation possible selon l'axe de la liaison).
- Les conditions d'appuis : les panneaux des murs du RDC sont articulés en pied, de même pour les poteaux.
- Les charges de vent sont également générées sur les ouvertures.
- Près de 220 combinaisons de charges sont générées par le logiciel, selon les coefficients rentrés (EC5).

B. Vérification au feu avec KLH designer®

Nous verrons que pour le dimensionnement au feu des parois verticales, les combinaisons accidentelles liée au feu sont dimensionnantes par rapport aux combinaisons à l'ELU.

Le logiciel de dimensionnement KLH® permet cette vérification en calculant l'augmentation des efforts induite par la réduction des sections des éléments porteurs en flammes. Il est néanmoins nécessaire de renseigner les valeurs des résistances, que l'on peut obtenir avec KLH designer.

KLH designer® est un autre logiciel développé par la marque qui permet d'obtenir les caractéristiques géométriques, mécaniques des différents panneaux (les matrices de rigidité notamment, comme nous l'avons vu précédemment) mais permet également d'avoir les résistances des panneaux au feu.

En fonction du type de panneau, de la durée d'exposition et de la présence ou non de protections sur la/les faces exposées...

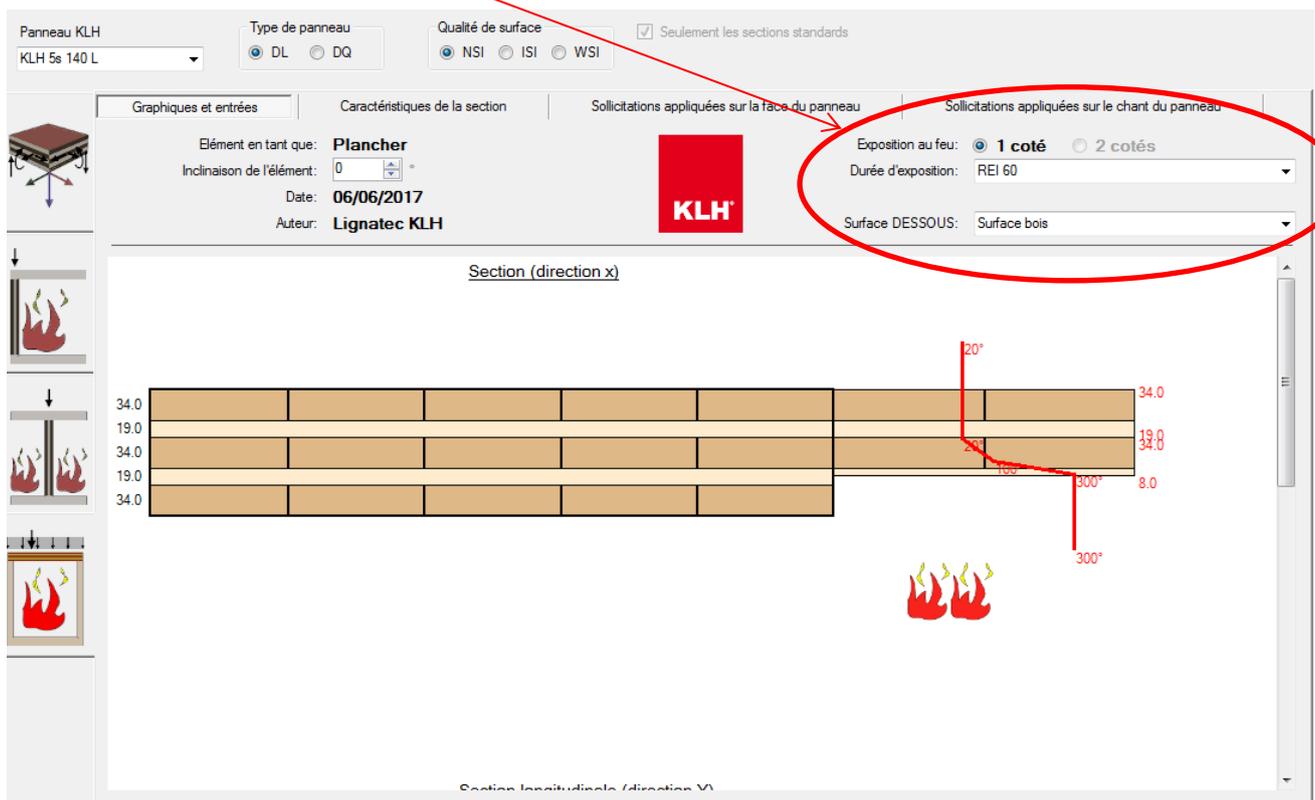


Figure 43 - Entrée des données dans KLH designer pour la résistance au feu

...le logiciel détermine les différentes résistances sous les sollicitations appliquées sur la face ou sur le chant du panneau :

Élément en tant que: Plancher			Exposition au feu: 1 côté	
Inclinaison de l'élément: 0 °			Durée d'exposition: 60 Min.	
Date: 06/06/2017			Surface DESSUS: IbI_DE_QS_OFL1.Text	
Auteur: Lignatec KLH			Surface DESSOUS: Surface bois	

1	2	3		4	5		6		7		8
		Température			Feu (global)		Feu (local)				
		b = 1 m			b = 1 m		b = 10 cm				
		X	Y		X	Y	X	Y			
Valeur caractéristique de résistance pour les sollicitations appliquées sur la face du panneau		b ≥ 300 mm		b ≥ 300 mm		b < 300 mm					
1	M _{c,Rk}	Moment fléchissant - face comprimée	68.86	18.55	kNm	2072	189	201	14	kNcm	
2	M _{t,Rk}	Moment fléchissant - face tendue	68.86	18.55	kNm	2401	244	241	14	kNcm	
3	Δ M _{EL,Rk}	Moment de flexion sous charge ponctuelle (CP)	-22.20	-21.73	kNcm/kN CP	-8.49	-0.82	-0.08	0	kNcm/kN CP	
4	V _{Rk}	Effort tranchant	133.74	66.32	kN	80.75	71.96	6.67	3.93	kN	
5	V _{EL,Rk}	Effort tranchant sous charge ponctuelle (CP)	89.16	44.22	kN	53.83	47.98	4.45	3.93	kN	
6	V _{RD,Rk}	Effort tranchant en porte-à-faux	56.52	66.32	kN	103.98	15.48	8.31	2.14	kN	
7	Rigidité de flexion à chaud en % de la valeur à froid					27	2	22	0	%	

Élément en tant que: Plancher			Exposition au feu: 1 côté	
Inclinaison de l'élément: 0 °			Durée d'exposition: 60 Min.	
Date: 06/06/2017			Surface DESSUS: IbI_DE_QS_OFL1.Text	
Auteur: Lignatec KLH			Surface DESSOUS: Surface bois	

1	2	3		4	5		6		7		8
		Température			Feu (global)		Feu (local)				
		b = 1 m			b = 1 m		b = 10 cm				
		X	Y		X	Y	X	Y			
Valeur caractéristique de résistance pour les sollicitations appliquées sur le chant du panneau											
1	N _{t,0,Rk}	Effort de traction sous chargement permanent	1 680	630	kN	1 042	350	85.60	31.22	kN	
2	N _{t,0,m,Rk}	Effort de traction sous chargement variable	2 450	910	kN	1 535	481	94.16	44.73	kN	
3	N _{c,0,Rk}	Effort de compression (sans risque de flambement)	2 450	910	kN	1 395	481	85.60	44.73	kN	
4	N _{c,Joc,Rk}	Effort de compression sous chargement ponctuel	3 670	1 370	kN	2 146	738	173.90	60.81	kN	
5	N _{c,90,Rk}	Effort de compression transversale (compr. Perp.)	832	428	kN	832	428	83.16	42.77	kN	
6	N _{c,2.50,Rk}	Effort de compr. avec risque de flambement: L _k = 2.50 m	2 057	382	kN	479	59	43.82	0.00	kN	
7	N _{c,2.95,Rk}	Effort de compr. avec risque de flambement: L _k = 2.95 m	1 749	280	kN	431	43	35.35	0.00	kN	
8	N _{c,3.50,Rk}	Effort de compr. avec risque de flambement: L _k = 3.50 m	1 353	0	kN	362	0	25.42	0.00	kN	
9	N _{c,5.00,Rk}	Effort de compr. avec risque de flambement: L _k = 5.00 m	707	0	kN	180	0	12.65	0.00	kN	
10	N _{xy,KF,Rk}	Effort de cisaillement dans le plan	360	360	kN	217	217	20.70	20.70	kN	
11	V _{TR,Rk}	Effort tranchant avec sens porteur défini (H=1m)	399	255	kN	281	156	26.70	14.39	kN	

Dimensionnement des panneaux KLH selon ETA-06/0138:2012-2017

Figure 45 - Valeurs des résistances pour des sollicitations sur la face/à chant d'un panneau de type 5s 140 DL (plancher)

Les valeurs indiquées dans ces tableaux sont ensuite à pondérées par le k_{mod} et le γ_m correspondant à la combinaison accidentelle choisie par le logiciel de dimensionnement KLH® :

Données pour la vérification au feu avec KLHdesigner

combinaison	g + ψ ₁ · s	action	ψ ₁ , [FR]		résistance matériaux (KLHdesigner) S5	
			FEU			
N _{fi,d}		0.00 kN	N _{fi,Rd}	Z3	721.38 kN	33 %
M _{fi,d}		468.66 kNcm	M _{fi,Rd}	Z1	1 434.46 kNcm	
F _{fi,d}		3.26 kN	ΔM _{fi,Rd}	Z3	-5.87 kNcm/kN EL	
V _{fi,d}		3.26 kN	V _{fi,Rd}	Z4	55.90 kN	6 %

Figure 44 - Calcul du taux de travail sous combinaison accidentelle (feu) - Logiciel de dimensionnement KLH®

Pour chaque panneau calculé (murs ou planchers), la vérification au feu est faite.

C. Dimensionnement des panneaux horizontaux

Il est nécessaire de dimensionner les planchers dans un premier temps puisque ceux-ci, de par leur poids propre, conditionnent les charges verticales s'appliquant aux murs. Le prédimensionnement se fait d'abord avec le logiciel KLH®. Nous l'avons vu, ce dernier détermine rapidement la section d'un panneau. Les différents résultats obtenus avec ce dernier auront été vérifiés à la main de la même façon qu'au (II-B). Nous regarderons ensuite les résultats obtenus dans la modélisation aux éléments finis. L'analyse des contraintes se fera de la même façon qu'au (II-D).

1. Panneaux de toiture

a) Entrée des données

- Comme vu au (III-A-2-a), les charges permanentes qui s'appliquent aux panneaux de toitures valent 35 daN/m².
- La charge d'entretien sera fixée à 48 daN/m² sur l'ensemble du panneau. Normalement la charge d'entretien est de 80 daN/m² sur un maximum de 10m². Mais ici notre panneau de plus grande portée fait 5,75 x 2,95=16,96 m². On a donc un total de 800 daN à répartir sur 16,96 m², ce qui nous donne 48 daN/m².
- La charge de neige est de 56 daN/m²
- La charge de vent positive (surpression) maximale est 142 daN/m² et la charge de vent négative (dépression) maximale est 32 daN/m² (voir ANNEXE 2).

b) Résultats dans le logiciel KLH®

- Panneaux de grande portée (5,75m) :

La section de panneau minimale correspondant aux différents critères est le **5S 140 DL** dont voici la composition :

couche i	épaisseur di [mm]	orientation °	matériau
1	34	0	KLH (C24)
2	19	90	KLH (C24)
3	34	0	KLH (C24)
4	19	90	KLH (C24)
5	34	0	KLH (C24)
6			
7			
8			
9			
d	140	5	KLH (C24)

Pour ce type de panneau, c'est le **critère de déformation à l'ELS** qui est déterminant :

résultats du calcul	
décisif	70 %
résistance	
contrainte de flexion - tra	19 %
contrainte de flexion - ap	27 %
contrainte au cisaillement	7 %
aptitude à l'emploi	
courbure Travée	70 %
Porte-à-faux	0 %
incendie /combustion	
incendie /combustion - fl	33 %
incendie /combustion - ci	6 %

→ Le taux de travail de flexion correspond à une contrainte de 3,20 N/mm².

→ Le taux de travail de cisaillement correspond à une contrainte au cisaillement longitudinal et roulant de 0,06 N/mm² (les valeurs sont différentes mais très proches, arrondies par le logiciel).

→ La flèche w_{fin} correspondant au 70% dans le tableau ci-dessus est de 16 mm.

- Panneaux de courte portée (4,16m) :

La section minimale correspondant aux différents critères est le **3S 90 DL** dont voici la composition :

couche i	épaisseur di [mm]	orientation °	matériau
1	34	0	KLH (C24)
2	22	90	KLH (C24)
3	34	0	KLH (C24)
4			
5			
6			
7			
8			
9			
d	90	3	KLH (C24)

Pour ce type de panneau, c'est le critère « **incendie combustion** » en flexion qui est déterminant :

résultats du calcul		
décisif		89 %
résistance		
contrainte de flexion - tra		20 %
contrainte de flexion - ap		27 %
contrainte au cisaillement		8 %
aptitude à l'emploi		
courbure Travée		74 %
Porte-à-faux		0 %
incendie /combustion		
incendie /combustion - fl		89 %
incendie /combustion - ci		4 %

Étant donné que le bâtiment est bardé, ce n'est pas un problème d'avoir des sections de planchers différentes pour les panneaux de 5,75m de portée et ceux de 4,15m.

Remarque : Le logiciel calcul le moment sur appui (égale à 27% dans pour nos panneaux), ce qui est sûrement une erreur de programmation puisqu'il n'y a pas de porte à faux. Cette valeur n'est pas à prendre en compte.

→ Le taux de travail de flexion correspond à une contrainte de 3,33 N/mm².

→ Le taux de travail de cisaillement correspond à une contrainte au cisaillement longitudinal et roulant de 0,07 N/mm² (les valeurs sont différentes mais très proches, arrondies par le logiciel).

→ La flèche w_{fin} correspondant au 74% dans le tableau ci-dessus est de 12,3 mm.

c) Résultats à l'ELU dans RFEM

La modélisation dans RFEM prend en compte la globalité du bâtiment. Notons alors que la charge d'entretien n'est pas présente sur tous les panneaux. Ces derniers sont assemblés les uns aux autres (articulés) et les panneaux limitrophes sont en appuis sur trois de leurs côtés.

Après avoir rentré les caractéristiques des panneaux dans RF-LAMINATE, le calcul est effectué et nous obtenons les résultats suivant :

- Pour les panneaux de grande portée, les contraintes de flexion données pour le taux de travail maximal ne dépassent pas $3,33\text{N/mm}^2$ (voir figure 44), cela pour la combinaison : **1,35.G+1,5.S**. Pour les cas de vent, il arrive que l'on ait des contraintes supérieures (flexion composée) mais le taux de travail est légèrement inférieur puisque le k_{mod} augmente.

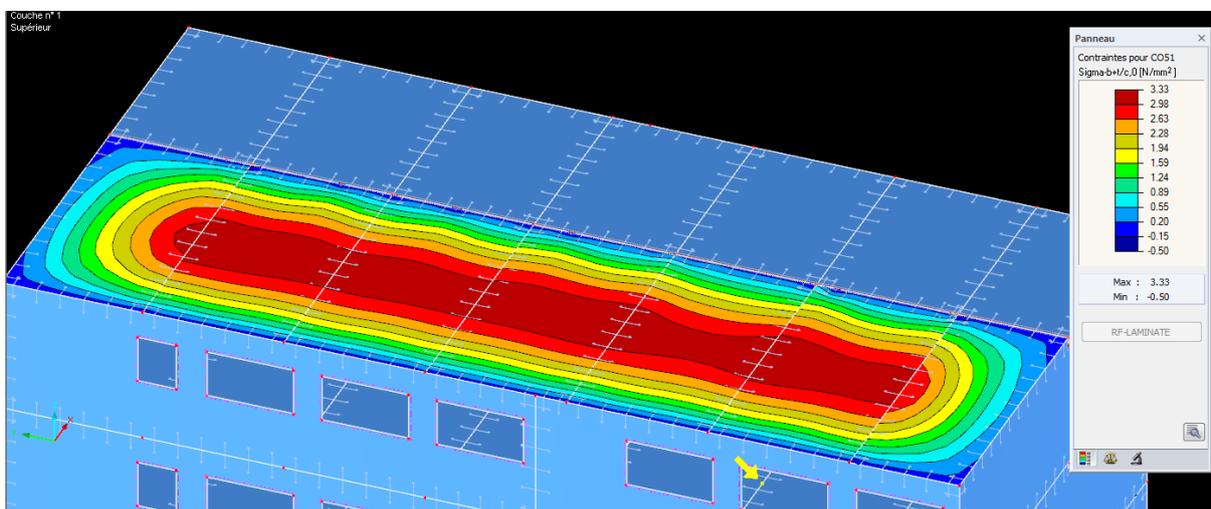


Figure 46 - Contraintes de flexion dans les panneaux de toiture de grande portée

Concernant les contraintes de cisailement (longitudinal et roulant), des pics sont observés au droit des poteaux du R+5 :

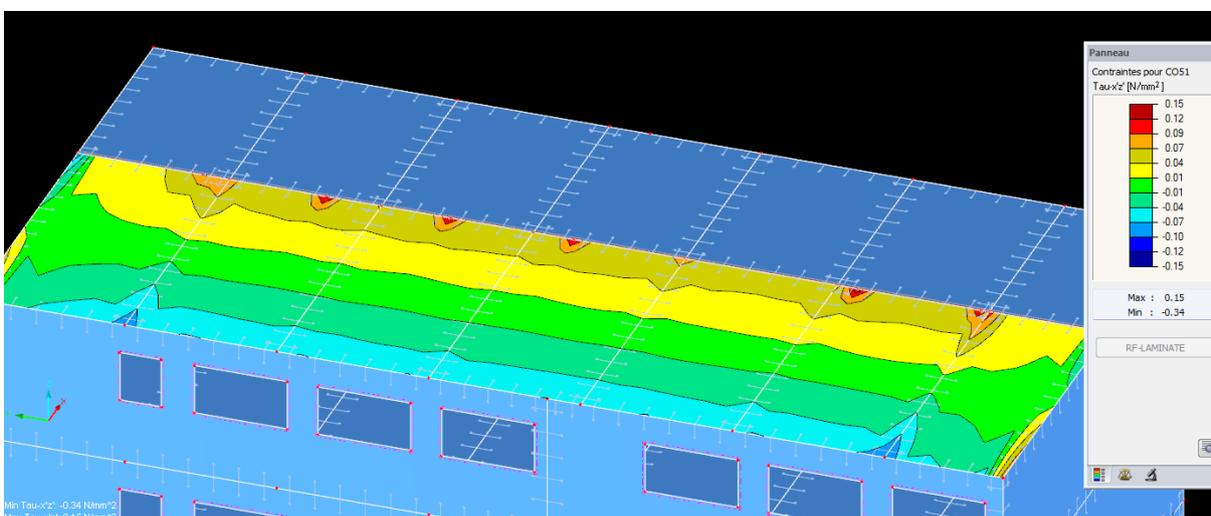


Figure 47 - Contrainte de cisailement longitudinal dans les panneaux de toiture de grande portée

Ces contraintes localisées n'excèdent pas la valeur de résistance limite et le taux de travail reste inférieur à 20%. Les valeurs de cisaillement autrement observées en travée sont égales aux valeurs trouvées analytiquement.

- Pour les panneaux de courte portée, le raisonnement est strictement identique, pour la flexion comme le cisaillement. Nous avons en revanche des contraintes de flexion légèrement inférieures à celle calculée dans le logiciel KLH, avec une valeur maximale observée de 3,15 N/mm² (contre 3,33 N/mm²).

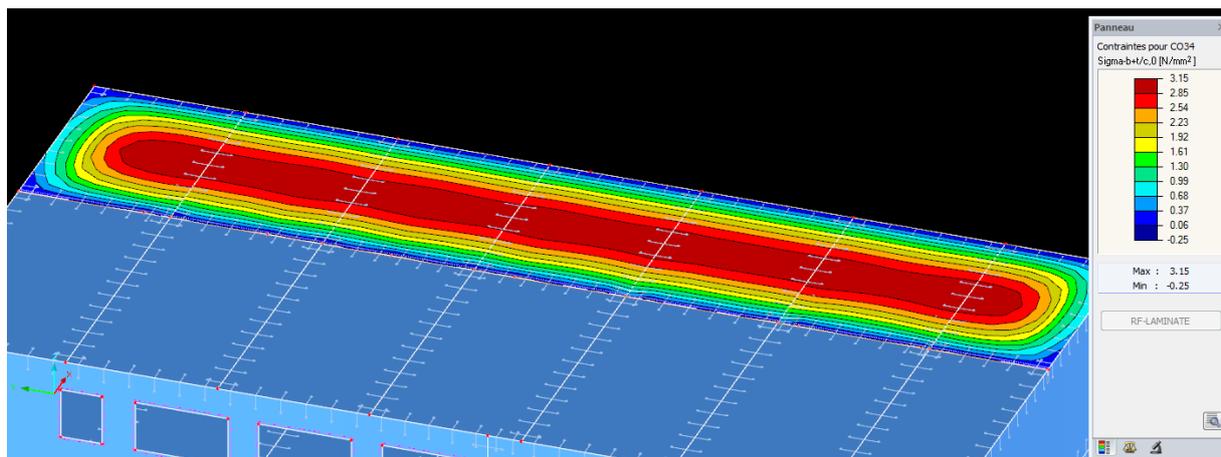


Figure 48 - Contraintes de flexion dans les panneaux de toiture de petite portée

d) Résultats à l'ELS dans RFEM

Pour le calcul de la déformé des panneaux horizontaux, RF-LAMINATE prend en compte la déformée globale du bâtiment et ne calcule pas la déformée du panneau par rapport au plan initial déplacé. La déformée des supports de planchers rentre alors en compte (ici la poutre en LC et les murs sous-jacents), ce qui peut changer considérablement les résultats à l'ELS.

→ **Nous vérifierons les déformations du bâtiment avec RFEM lorsque que l'ensemble des éléments structuraux auront été dimensionnés.**

2. Panneaux de plancher

a) Entrée des données

- Comme vu au (III-A-2-a), les charges permanentes qui s'appliquent aux panneaux de plancher valent 130 daN/m².
- Les charges d'exploitation valent 150 daN/m²

b) Résultats dans le logiciel KLH®

- Panneau de grande portée (5,75m) :

La section de panneau minimale correspondant aux différents critères est le **5S 200 DL** dont voici la composition :

couche i	épaisseur di [mm]	orientation °	matériau
1	40	0	KLH (C24)
2	40	90	KLH (C24)
3	40	0	KLH (C24)
4	40	90	KLH (C24)
5	40	0	KLH (C24)
6			
7			
8			
9			
d	200	5 s	KLH (C24)

Le critère déterminant est celui de la déformation du panneau à l'ELS (flèche active) :

déterminant	94 %
moment	26 %
force de cisaillement	13 %
courbure	
apparence	65 %
prévention des dégâts	94 %
vibration	DKL II
incendie /combustion	
moment	25 %
force de cisaillement	9 %

Notons que le logiciel effectue la vérification aux vibrations du plancher selon le §7.3 de la NF EN 1995-1-1 :

1.1. exigence de fréquence		
(f1) _t	7.49 Hz	première fréquence des porteurs principaux sans coupures transversales
k _{rb}	2.132	amélioration sous l'effet des coupures transversales
f ₁	15.97 Hz	première fréquence du plancher avec coupures transversales
f _{gr}	6.00 Hz	valeur limite
OK	cond.satisfaite: section 1.2 non nécessaire	
1.2. exigence d'accélération en cas de basse fréquence f1 ≤ 6 Hz		
f _{min}	4.50 Hz	fréquence limite par rapport à la résonance (condition non satisfaite)
b _F	3.00 m	largeur participante (vibrations)
(M*) _t	660 kg	masse modale des porteurs principaux sans coupures transversales
M*	1 981 kg	masse modale du plancher avec coupures transversales
F ₀	700 N	poids d'un personne en marche sur le plancher considéré
α	0.002	facteur d'impact pour une fréquence donnée
a _{rms}	0.005 m/s ²	accélération
OK	a _{gr}	0.100 m/s ² valeur limite
2. critère de rigidité		
(w _{stat}) _t	0.71 mm	déformation sous une charge ponctuelle F = 1 KN sans coupures transversales
b _F	3.00 m	largeur participante (vibrations)
w _{stat}	0.24 mm	déformation sous une charge ponctuelle F = 1 KN coupures transversales
OK	w _{grenz}	0.50 mm valeur limite

Figure 49 - Vérification aux vibration du plancher par le logiciel KLH

Ainsi que la vérification des efforts de compression perpendiculaire à la surface des éléments de plancher, selon la formule vue au (II-A-2-b) :

forces d'appui pour le transfert de charges

Pressions maximales des supports

A	Valeur calculée [kN]	char.Wert [kN]	code charge	kmod
A g,k		6.50	G	
A n,k		4.31	NA	
A s,k		0.00	S2	
A w,k		0.00	W	
A d	15.24	-		0.8

B	Valeur calculée [kN]	char.Wert [kN]	code charge	kmod
B g,k		6.50	G	
B n,k		4.31	NA	
B s,k		0.00	S2	
B w,k		0.00	W	
B d	15.24	-		0.8

Largeurs minimales des supports
(pour des raisons constructives, on recommandera

a _{konstr}	<input type="radio"/> 5.00 cm
b	100 cm KLH (C24)
f _{c,90,k}	2.70 N/mm ²
f _{c,90,d}	1.66 N/mm ²
k _{c,90}	<input type="radio"/> 2.20
a _{min}	5 cm (8%)

a _{min}	5 cm (8%)
------------------	-----------

Figure 50 - Vérification des efforts de compression au droit des appuis

Ici le logiciel ne connaît pas la dimension de l'appui, en l'occurrence, le mur se situant à l'étage du dessous. Il recommande donc une valeur minimale de 5cm.

→ Nous reprendrons cette vérification lorsque l'ensemble de la structure aura été dimensionnée.

- Panneaux de petite portée (4,16m) :

La section de panneau minimale correspondant aux différents critères est le **5S 140 DL** dont voici la composition :

couche i	épaisseur di [mm]	orientation °	matériau
1	34	0	KLH (C24)
2	19	90	KLH (C24)
3	34	0	KLH (C24)
4	19	90	KLH (C24)
5	34	0	KLH (C24)
6			
7			
8			
9			
d	140	5 s	KLH (C24)

Le critère déterminant est celui de la flèche active :

déterminant	75 %
moment	23 %
force de cisaillement	12 %
courbure	
apparence	57 %
prévention des dégâts	75 %
vibration	DKL II
incendie /combustion	
moment	39 %
force de cisaillement	11 %

De la même façon, le calcul aux vibrations est vérifié.

c) Résultats à l'ELU dans RFEM

Les résultats obtenus dans RFEM pour les planchers suivent le même raisonnement explicité au (III-C-1-c). Les contraintes de flexion sont proches de celle obtenues dans le logiciel KLH®, il en va de même pour les contraintes de cisaillement longitudinal et roulant.

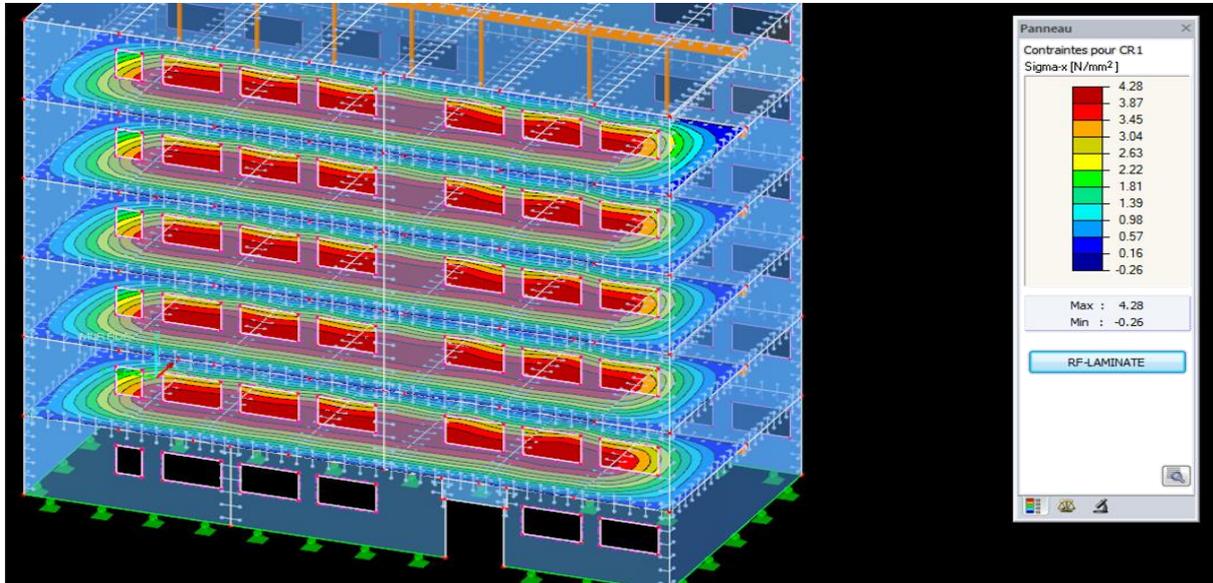


Figure 51 – Contraintes de flexion dans les panneaux de toiture de grande portée

En revanche, Les panneaux de planchers ne seront pas en contact avec les poteaux mais comporteront des entailles aux droits de ceux-ci. Les charges descendantes transiteront de poteau à poteau sans poinçonner le panneau de plancher. Il n’y aura donc pas de concentration de contrainte de cisaillement comme nous l’avons vu pour les panneaux de toiture.

3. Conclusion

En résumé, voici les panneaux horizontaux dimensionnés :

Tableau 11 - Dimensions des panneaux CLT horizontaux

	Panneaux de toiture	Panneaux de plancher
Grande portée	5s 140 DL	5s 200 DL
Petite portée	3s 90 DL	5s 140 DL

Pour le dimensionnement à l'ELU des panneaux horizontaux, le logiciel KLH® se suffit à lui-même, même pour ce type de bâtiment à plusieurs étages. En effet, les cas de charges appliqués sont simples et la modélisation aux éléments finis donne des résultats très proches en contraintes. L'utilité du logiciel de MEF se retrouve lorsque des poteaux viennent poinçonner la dalle et créer des contraintes locales en compression et en cisaillement.

D. Dimensionnement des panneaux verticaux

1. Méthodologie adoptée pour le dimensionnement des murs

Pour vérifier nos murs à l'ELU, une descente de charge étage par étage est nécessaire, pour avoir les efforts s'appliquant aux murs pour les cas simples. Pour cela, la modélisation de notre bâtiment dans RFEM est un réel atout. Nous utiliserons ensuite le logiciel KLH® pour vérifier les murs vis-à-vis de la compression avec risque de flambement, flexion et résistance au feu. Pour le calcul à l'ELU, nous apporterons les corrections nécessaires suite aux erreurs de pondération faites par le logiciel (voir [II-B-2-c](#)).

Remarque : Pour chaque dimension de mur calculée, on s'assurera que la résistance des linteaux continus de ce mur est également vérifiée.

Tout d'abord, le dimensionnement des murs s'effectue de haut en bas, le poids propre des panneaux n'étant pas négligeable. Ensuite, le moyen le plus rapide d'obtenir les charges descendantes s'appliquant aux murs d'un étage, est de faire des « coupes » en ne gardant que les étages au-dessus des murs à dimensionner. En positionnant des appuis linéiques sur le pourtour de la coupe, on récupère ainsi la réaction en Z. Ci-dessous l'exemple d'une coupe pour récupérer les charges s'appliquant sur les murs du R+3 :

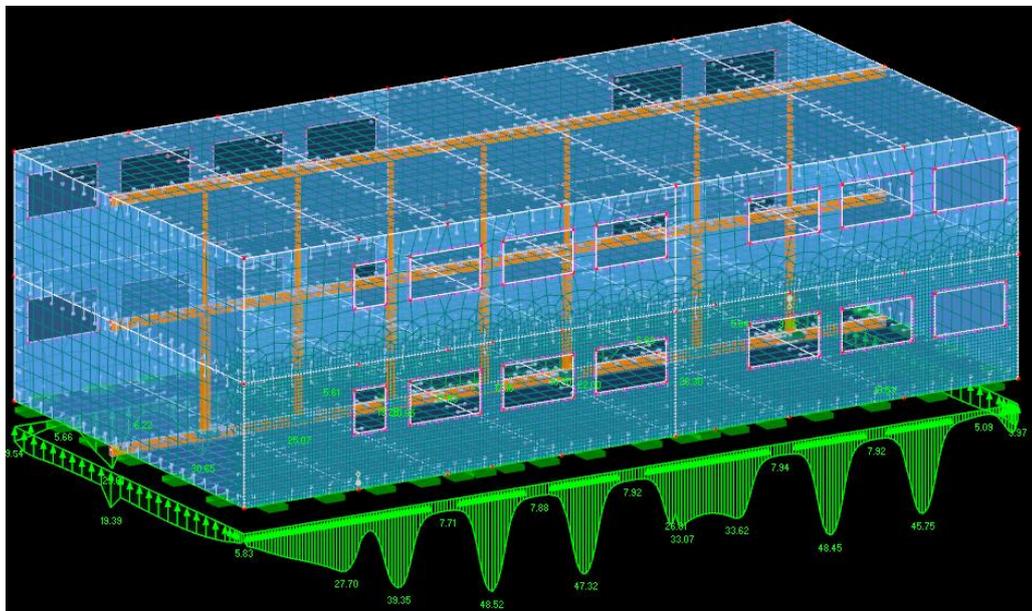


Figure 52- Coupe effectuée sur RFEM permettant d'avoir la descente de charge pour le R+3

La descente de charge peut être calculée à la main, mais cette méthode met en évidence le chargement dissymétrique de chaque mur, causé par les ouvertures. Cela montre aussi que les linteaux reprennent finalement peu de charge puisque les ouvertures sont alignées d'étage à étage.

La méthodologie pour les murs du R+5 au R+1 est strictement la même (les panneaux de murs sont identiques). Seuls le RDC comporte quelques singularités, dont le linteau rapporté de l'entrée principale.

Dans la partie qui va suivre, nous allons donc expliciter le dimensionnement des murs **du R+1**. Une étude préalable pour les murs du R+5 au R+2 aura conduit aux sections suivantes :

Tableau 12 - Sections des panneaux de murs dimensionnés - R+5 au R+2

	R+5	R+4	R+3	R+2
Type de panneau KLH®	5s 95 DQ	5s 120 DQ	5s 120 DQ	5s 128 DQ

Pour rappel, « 5s 95 DQ » signifie un panneau composé de 5 plis, de 95 mm d'épaisseur et dont les plis extérieurs sont orientés dans le sens porteur du mur, verticalement.

2. Dimensionnement des éléments porteurs verticaux du R+1

Notons tout d'abord que ce sont les murs des façades qui sont dimensionnant : ils soutiennent la majeure partie du plancher. Ensuite, la descente de charge de chaque façade n'est pas identique en raison d'une dissymétrie du plancher. Mais le calepinage des panneaux de chaque façade est différent (sur la façade la moins chargée, nous avons plus d'ouvertures, la largeur efficace est réduite). Il faut prendre pour chaque façade, le panneau le plus chargé comportant le plus d'ouvertures :

- Façade n°1 (la plus chargée) :

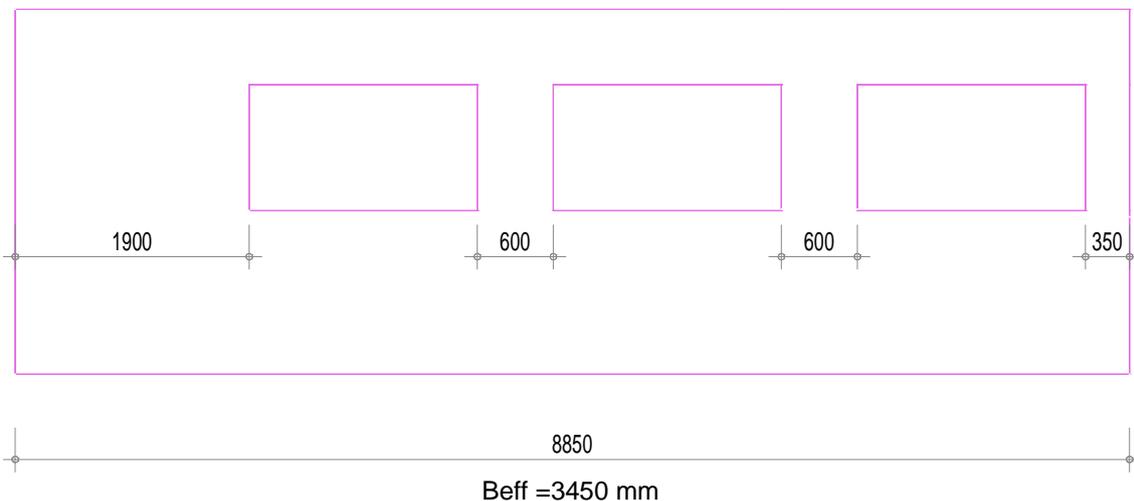


Figure 53 - Calepinage du panneau déterminant pour la façade la plus chargée

- Façade n°2 (la moins chargée) :

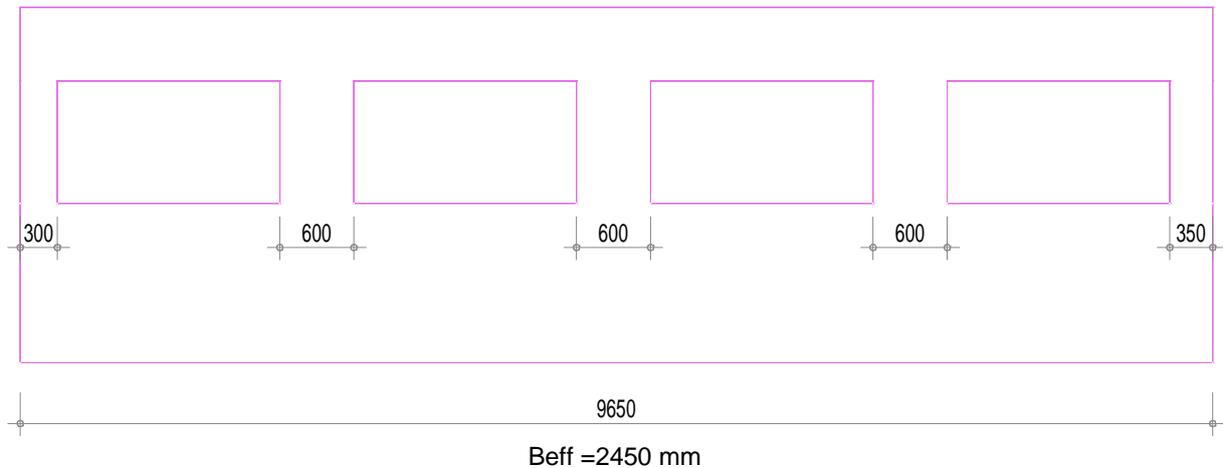


Figure 54 - Calepinage du panneau déterminant pour la façade la moins chargée

Nous dimensionnerons ces deux murs en flexion composée (reprise des charges verticales + vent). Si la vérification des linteaux continus n'est pas validée, nous augmenterons la section pour qu'elle le soit.

a) Calcul des panneaux en flexion composée dans le logiciel KLH®

- Mur de la façade n°1 :

Suite à la coupe réalisée sur RFEM, on obtient la descente de charge suivante pour les charges permanentes :

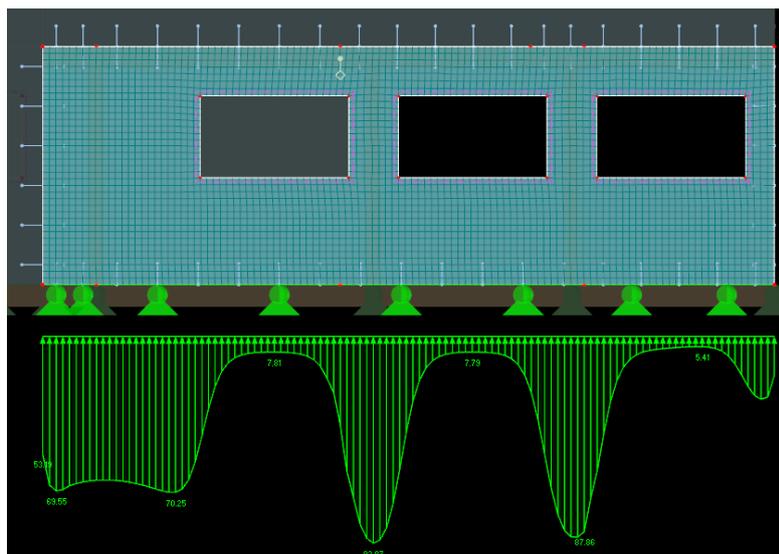


Figure 55 - Descente de charge sur un mur de la façade la plus chargée

Mais le logiciel KLH® prend en compte la **largeur efficace** du panneau à calculer et prend en entrée une **charge répartie uniforme**. Il est nécessaire de linéariser les données de charge récupérées sur RFEM.

On obtient ici, pour les charges permanentes, une charge répartie uniforme de 35,97 kN/m.

Le travail effectué pour les charges d'exploitation **est identique**, et la charge répartie uniforme correspondante vaut 15,96 kN/m.

La charge de neige vaut simplement : $\frac{\text{portéeduplancher}}{2} \times s_k = \frac{5,75}{2} \times 0,56 = 1,61 \text{ kN/m}$

De la même façon, la charge de vent **verticale** (s'appliquant aux panneaux de toiture) vaut 0,9 kN/m.

La charge de vent **latérale** maximale est de 1,29 kN/m (voir [Annexe 2](#)).

Remarque : Nous considérerons que le mur est chargé de façon dissymétrique. La charge totale appliquée sera excentrée de 1/6 de l'épaisseur du panneau. Un moment supplémentaire est créé.

Une fois toutes les données rentrées dans le **logiciel KLH®**, le pré-dimensionnement donne le mur suivant : **5s 158 DQ**.

→ La vérification au feu donne les résultats suivants :

Données pour la vérification au feu avec KLHdesigner

combinaison	gk + ψ ₁ ·nk	résistance matériaux (KLHdesigner)	ψ ₁ , [FR]
	action		calcul
N_{fi,d}	-408.42 kN	N _{c,tk,fi,Rd} Z7	66 %
M_{fi,d}	-2382.32 kNcm	M _{c,fi,Rd} Z1	
		ℓ _k 2.9 m	

→ Les résultats en flexion/compression donnent les résultats suivants :

17 %	σ _{c,0,d}	2.15 N/mm ²
22 %	σ _{m,y,d}	3.23 N/mm ²
39 %		

Le calcul au feu est déterminant, d'autant plus que nous avons vu au ([II-B-2-c](#)) que le calcul en flexion composée est fait de manière défavorable par le logiciel KLH®. Nous allons quand même, pour ce mur, refaire le calcul de la flexion composée avec les bonnes pondérations :

La combinaison est celle où l'action du vent est déterminante : 1.35*G + 1.5*W + 1.05*Q + 0.75*S

- Calcul de la contrainte de compression :

Nous avons : $N_d = 1,35 \times (35,97 + 2,19) + 1,5 \times (0,9) + 1,05 \times (15,97) + 0,75 \times (1,6) = 70,83 \text{ kN/m}$ soit ,626,85 kN pour l'ensemble du mur.

Le mur à une largeur efficace $b_{\text{eff}}=3,45\text{m}$, donc :

$A_{0,\text{net}} = 3 \times 30 \times 3450 = 310\,500 \text{ mm}^2$. (le panneau 5s 158 DQ comporte 3 plis verticaux de 30 mm).

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{0,\text{net}}} = \frac{626,85 \cdot 10^3}{310000} = 2,02 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k} \times k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = \frac{24 \times 1,1}{1,3} = 20,3 \text{ MPa}$$

- Calcul de la contrainte de flexion :

Moment lié à la flexion due au vent :

$$M_{w,d} = 1,5 \times \left(b \times \frac{ql^2}{8} \right) = 1,5 \times \left(8,85 \times \frac{1,29 \times 2,9^2}{8} \right) = 18 \text{ kN.m}$$

Moment lié à la flexion due à l'excentricité :

$$M_{exc,d} = N_d \times \left(\frac{1}{6} \times h \right) = 626,85 \times \left(\frac{1}{6} \times 0,158 \right) = 16,5 \text{ kNm}$$

$W_{net} = 11026 \text{ cm}^3$ (pour une largeur efficace de 3,45m)

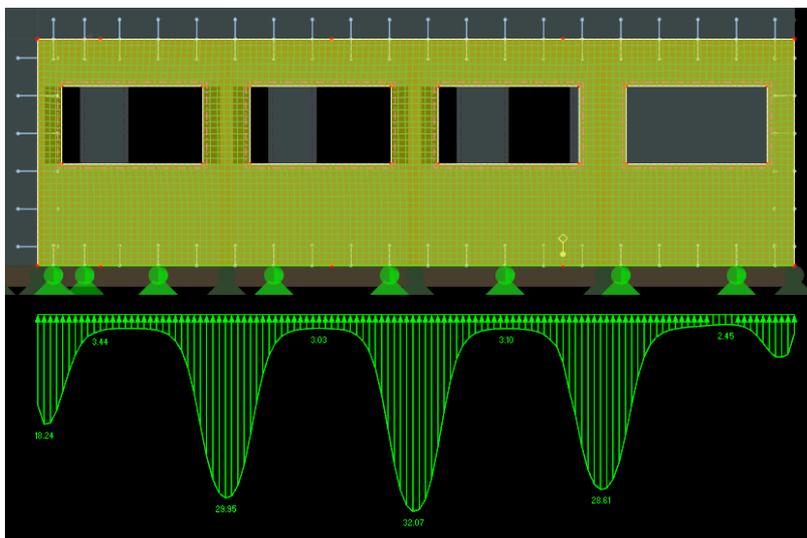
$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{tot,d}}{W_{net}} = \frac{(18 + 16,5) \times 10^6}{11026 \times 10^3} = 3,12 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,0,d} = \frac{f_{m,0,k} \times k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{24 \times 1,1}{1,3} = 20,3 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d} \times k_{sys}} + \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,0,d} \times k_{sys}} = \frac{2,02}{0,862 \times 20,3 \times 1,05} + \frac{3,12}{20,3 \times 1,1} = 10,99 + 13,97\% = 25\%$$

La combinaison dans laquelle les charges d'exploitation sont déterminantes (1,35G + 1,5Q + 0,9W + 0,75S) donne un taux de travail de 23,7%.

- Mur de la façade n°2 :



De la même façon que pour le mur de la façade n°1, les charges sont linéarisées. Il en résulte :

CP : 22,95 kN/m

CE : 10,21 kN/m

Neige : 1,16 kN/m

Vent : 0,65 kN/m

Figure 56 - Descente de charge sur un mur de la façade la moins chargée

Rappel : le mur fait 9,65m de longueur et la largeur efficace fait 2,45m. On a donc un mur qui est moins chargé sur sa longueur globale mais qui aura de plus fortes concentrations de charge au niveau des meneaux.

Une fois toutes les données rentrées dans le logiciel **KLH**[®], le pré-dimensionnement donne le mur suivant : **5s 158 DQ**.

→ La vérification au feu donne les résultats suivants :

Données pour la vérification au feu avec KLHdesigner

combinaison	action	$g_k + \psi_1 \cdot n_k$	résistance matériaux (KLHdesigner)	ψ_1 , [FR] calcul
$N_{fi,d}$	-291.95 kN		$N_{c,tk,fi,Rd}$ Z7 370.46 kN	66 %
$M_{fi,d}$	-1702.97 kNcm		$M_{c,fi,Rd}$ Z1 2 056.61 kNcm	
			ℓ_k 2.9 m	

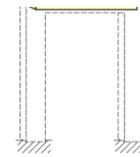
→ Le Taux de travail en flexion/compression, recalculé comme pour le mur précédent, **vaut 29%**. On constate que malgré un chargement plus faible, la largeur efficace du mur de la façade n°2 donne un résultat plus élevé que pour le mur de la façade 1, en flexion composée.

Le calcul au feu est déterminant, les dimensions trouvées pour les murs de chaque façade coïncident.

b) Vérification des linteaux d'ouvertures de fenêtres

Cette vérification se fait dans le logiciel **KLH**[®] qui a un module dédié. Les données d'entrée sont la largeur libre, la largeur sur appui, la hauteur du mur, les charges des cas simples etc :

système			
l_i		1.80 m	largeur libre
l_{sys}	<input type="checkbox"/> auto	1.56 m	dim. Axe (itérativement de l_i)
l_{Kipp}		0.10 m	longueur de déversement
h_w		2.60 m	Hauteur du mur jusqu'à l'axe du linteau (pour définition de l'e



charge uniformément ré		charge isolée		code charge	
valeur char. [kN/m]		valeur char. [kN]			
g 0,k	0.26	position xF	0.80 m		
g 1,k	10.00				
g k	10.26			G	charges permanentes
n k	10.00			NA	A: surfaces habitables
s k				S2	site à moins de 1000 m d'altitu
w k				W	charges dues à l'action du vent

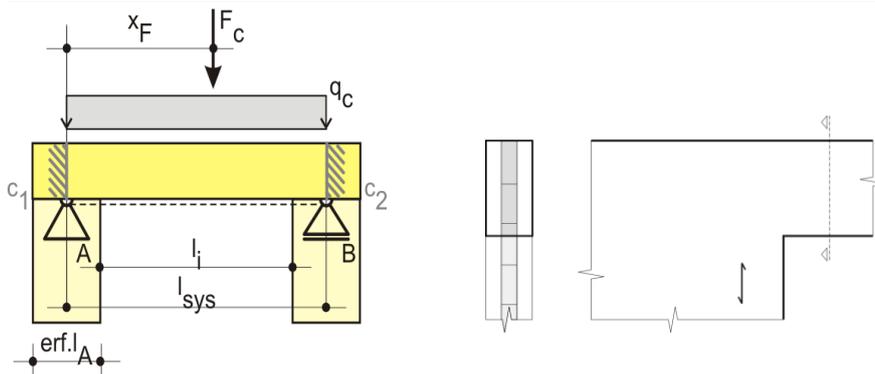


Figure 57 - Vérification d'un linteau continu dans le logiciel de dimensionnement KLH

Pour le calcul des linteaux du R+1 (et valable pour chaque étage), nous prendrons ceux présents sur la façade n°1, la plus chargée. En effet, la largeur libre des linteaux est fixée à 1,8 m sur tout le bâtiment. Les charges à rentrer ne sont pas les mêmes que les charges que nous avons linéarisées pour le calcul des murs, cette démarche serait très défavorable et mènerait à surdimensionner les murs où opter pour un linteau rapporté (voir figure 32), ce qui engendre des coûts et de la main d'œuvre supplémentaire.

Les linteaux sont tous alignés les uns par rapport aux autres. De ce fait, sur RFEM on constate que les efforts internes dans les linteaux sont très faibles. Toutes les charges descendantes transitent par les meneaux :

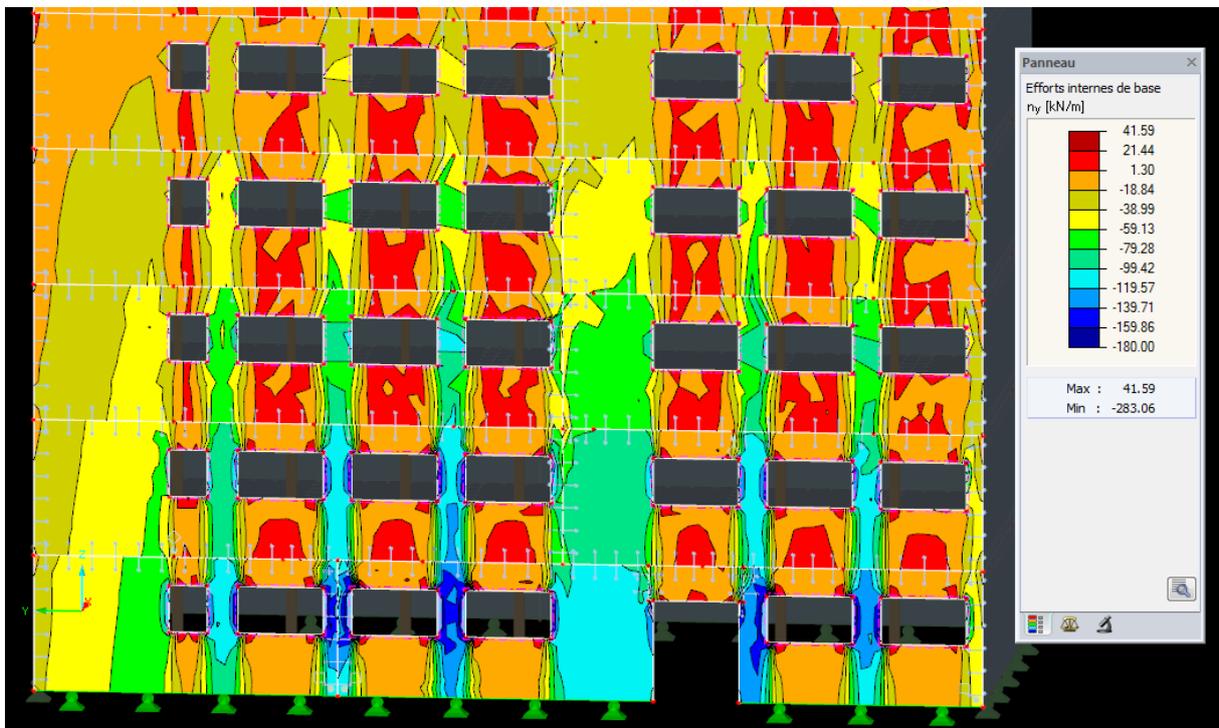
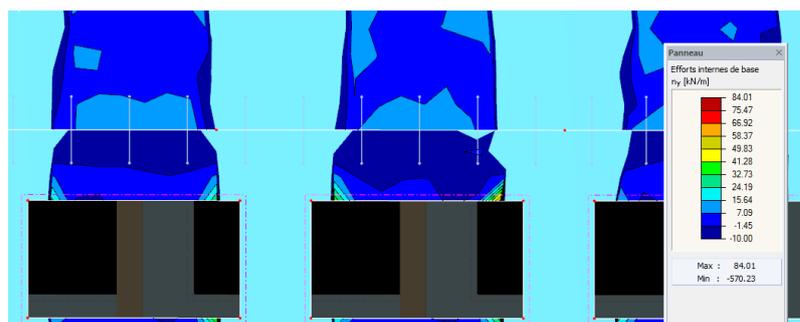


Figure 58 - Evolution des efforts internes verticaux au sein de la structure

Et si on réduit l'échelle de couleur pour ne voir que les efforts dans les linteaux, on s'aperçoit que sous combinaison à l'ELU (1.35G+1.5Q), les efforts internes sur la plus grande partie d'un linteau ne dépassent pas 10 kN/m (bleu foncé) :



En revanche, le logiciel KLH® requiert la charge **répartie uniforme** d'appui à appui (pour vérifier les efforts de cisaillement), les efforts réels sont paraboliques. D'après la figure 57, on constate que les efforts à chaque extrémité de linteau sont forts, dû au fait que ceux-ci sont très rapprochés les uns des autres.

Pour obtenir la charge répartie et dimensionner les linteaux du R+1, il faut alors choisir le linteau rattaché aux meneaux où les efforts verticaux sont les plus forts :

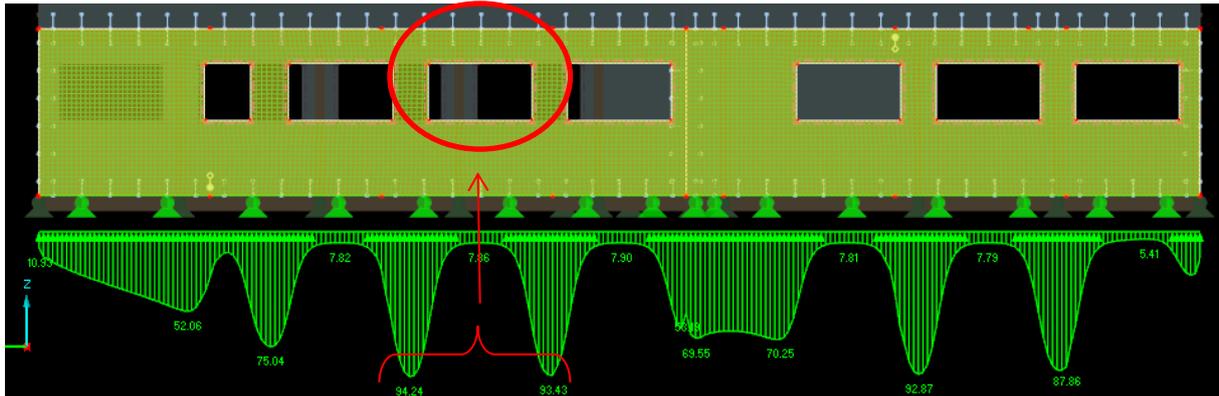


Figure 59 - Choix du linteau dimensionnant pour un étage - RFEM

Ensuite, en linéarisant la charge parabolique s'appliquant au linteau concerné, on obtient une **charge répartie uniforme** représentative (on considère que la largeur d'appui de chaque linteau vaut 10 cm).

Pour le R+1, ce calcul nous amène à considérer les charges réparties uniformes suivantes :

- CP : 25,99 kN/m
- CE : 12,23 kN/m

Avec les résultats :

déterminant	47%
flexion	29 %
cisaillement	47 %
déversement latéral	29 %
aptitude à l'emploi	6 %
incendie /combustion flexion	19 %
incendie /combustion cisail	30 %

→ Les linteaux du R+1 sont vérifiés avec les panneaux de murs de type **5s 158 DQ**.

c) Vérification des murs du R+1 à l'échelle du bâtiment dans RFEM/RF-LAMINATE

Si la vérification avec les logiciels KLH® pourrait suffire, il est néanmoins intéressant de regarder les résultats dans RFEM et le module RF LAMINATE. En effet le logiciel étudie et calcule les contraintes dans chaque couche. Dans le (II-D-3-b), en flexion composée, on a vu que la contrainte de compression n'est pas égale dans tous les plis : les plis supérieurs totalisent la compression due aux charges verticales + la compression liée à la flexion pure. Les plis inférieurs, eux, sont tendus en

flexion donc la résultante de la compression en flexion composée sera plus faible. Les deux figures suivantes illustrent ce propos.

Figure 59 : on observe la contrainte $\sigma_{c,0,d}$ dans le pli supérieur (le vent soufflant face au bâtiment). La contrainte de compression dans les meneaux atteint localement 7,96 N/mm².

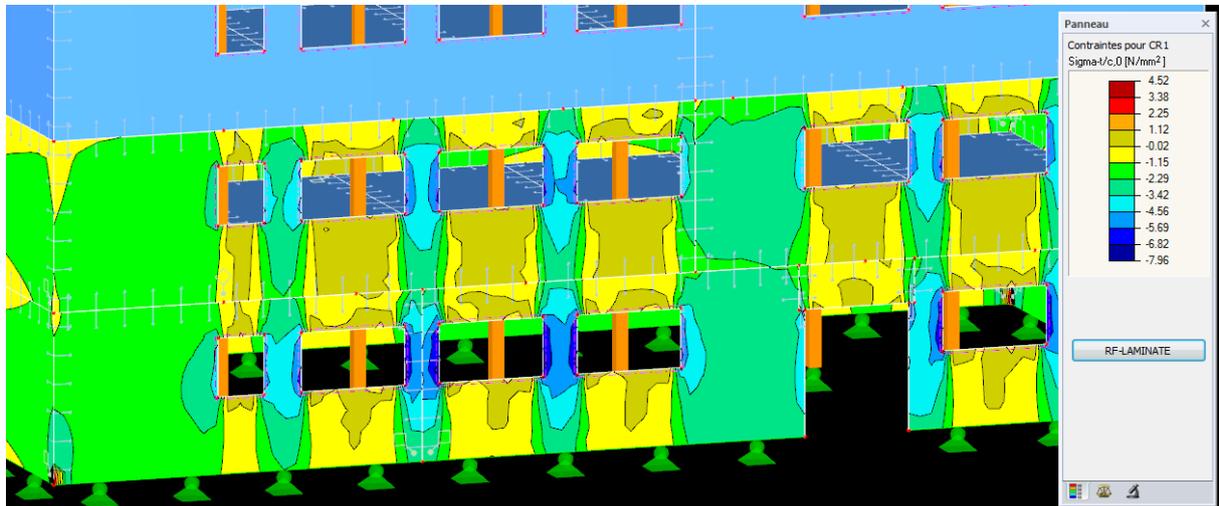


Figure 60 - Contrainte de compression dans le pli supérieur à l'ELU - RF LAMINATE

Figure 60 : On observe la contrainte dans le pli inférieur (tendu en flexion). La contrainte de compression ne dépasse pas 5 N/mm².

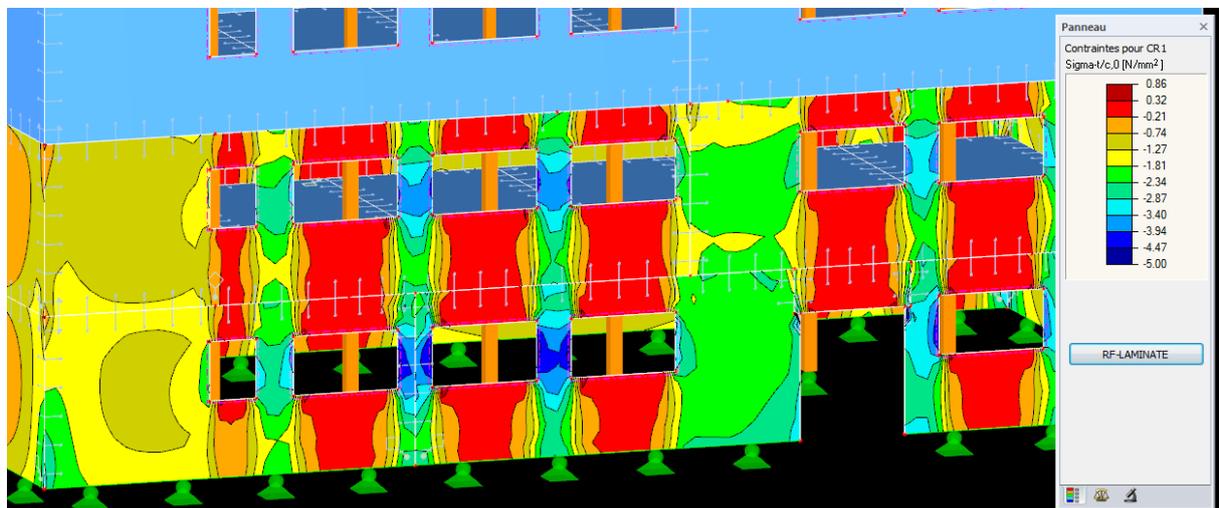


Figure 61 - Contrainte de compression dans le pli supérieur à l'ELU - RF LAMINATE

Le logiciel calcule les contraintes dans chaque élément fini et les contraintes maximales observées à l'échelle d'un panneau sont bien plus élevées que le calcul « réglementaire » fait de façon analytique. Il faut donc garder à l'esprit que dimensionner un bâtiment CLT dans un logiciel de MEF est défavorable (en tout cas pour les murs) car les pics de contraintes observées ne correspondent pas

au comportement global du panneau ; plus le maillage sera fin et plus les contraintes maximales observées seront grandes !

La dernière vérification à effectuer est celle du Flux de cisaillement transitant dans les surfaces de collages entre planches (voir II-A-2-c). Il s'agit de vérifier que :

$$t_{V,d} = \frac{n_{x,y}}{L_K} = \frac{n_{x,y}}{n_K \times h} \leq f_{V,K,d}$$

$n_{x,y}$: effort de cisaillement total par unité de longueur résultant d'un programme aux éléments finis

L_k : longueur totale des joints de colle dans les couches croisées du panneau

n_k : nombre de joints de colle du panneau considéré

H : hauteur du panneau ; normalement h est pris égale à 1m.

$$f_{V,K,k} = 90 \text{ N/mm}^2 \text{ et } f_{V,K,d} = \frac{f_{V,K,k} \times k_{mod}}{\gamma_M}$$

Ici nous vérifions des panneaux comportant 5 plis, il y a donc 4 joints de colle. D'après RFEM, à l'ELU, on a une valeur de $n_{x,y}$ maximale de 50 kN/m :

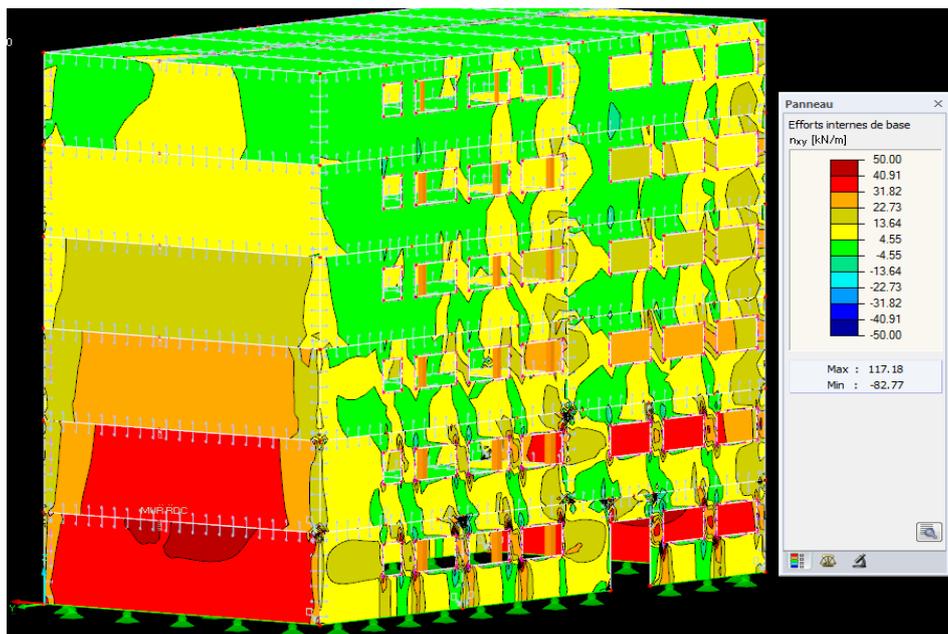


Figure 62 - Valeur de n_{xy} à l'ELU dans RFEM

$$t_{V,d} = \frac{n_{x,y}}{n_K \times h} = \frac{50 \cdot 10^3}{4 \times 10^6}$$

$$t_{V,d} = 0,0125 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{V,K,d} = \frac{90 \times 1,1}{1,3} = 76 \text{ N/mm}^2 \gg t_{V,d}$$

→ La dernière condition est vérifiée

3. Conclusion

Nous avons explicité le calcul des murs du R+1 et le dimensionnement abouti sur un panneau de type **5s 158 DQ**. Le dimensionnement du RDC aboutira sur la même section de mur avec un taux de travail de 83 % vis-à-vis de la résistance au feu. Nous avons, en résumé les sections suivantes :

	R+5	R+4	R+3	R+2	R+1	RDC
Type de panneau KLH®	5s 95 DQ	5s 120 DQ	5s 120 DQ	5s 128 DQ	5s 158 DQ	5S 158 DQ

Le dimensionnement réglementaire des murs se fait rapidement en couplant le logiciel RFEM (pour la descente de charge) au logiciel de dimensionnement KLH. Ce dernier reprend les formules de vérification exigée par l'avis technique et le calcul au feu (déterminant pour les murs non protégés) ne peut se faire sans celui-ci. Seul la vérification du cisaillement dans les joints de colle doit être fait dans un logiciel de MEF mais nous l'avons vu, la résistance était bien supérieur à la sollicitation. RFEM permet de voir comment les efforts dans les murs évoluent à l'échelle du bâtiment, et dans le cas d'un bâtiment complexe, la compréhension et l'optimisation est inégalée par rapport à un logiciel de calcul 2D.

L'ensemble des murs et planchers dimensionnés, nous pouvons, pour conclure, vérifier la résistance à la compression perpendiculaire des planchers, au droit des murs.

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{eff}} \leq k_{c,90} \times f_{c,90,d}$$

avec $f_{c,90,d} = \frac{f_{c,90,k} \times k_{mod}}{\gamma_M}$

D'après le [II-A-2](#) reprenant les valeurs de résistance caractéristique de l'avis technique, $f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$

$$f_{c,90,k} = \frac{2,7 \times 1,1}{1,3} = 2,28 \text{ N/mm}^2$$

$k_{c,90} = 2,2$ ([voir II-A-2-b](#)).

	$F_{c,90,d} \text{ max}$	A_{eff} (200mm de largeur)	$\sigma_{c,90,d}$	Vérification
R+5	17,1 kN	19000 mm ²	0,89 MPa	OK
R+4	27,2 kN	24000 mm ²	1,13 MPa	OK
R+3	38 kN	25600 mm ²	1,48 MPa	OK
R+2	44,6 kN	25600 mm ²	1,74 MPa	OK
R+1	56 kN	31600 mm ²	1.77 MPa	OK

Les forces $F_{c,90,d} \text{ max}$ ont été déterminées sur RFEM, en réalisant des coupes de chaque étage.

E. Vérification aux déformations dans RFEM

1. Dimensions de la poutre lamellé-collé et des poteaux en bois massif

La dimension de la poutre en lamellé-collé qui supporte les panneaux d'un étage conditionnent leur déformation finale. Nous voulons ici obtenir une poutre la plus rigide possible pour que sa déformation soit la plus faible, afin de s'approcher au maximum de la valeur de déformation trouvée dans le logiciel KLH® (qui considère des appuis rigides, non déformables).

Le calcul des poteaux et de la poutre ne sera pas explicité dans ce rapport, mais les sections trouvées ont été calculée avec le module RF-TIMBER du logiciel RFEM. Ce module permet le calcul de barre bois à l'EC5. Les sections trouvées sont les suivantes :

	Section b x h (mm)
Poutre LC (tout étage)	90 x 270
Poteaux bois massif RDC	210 x 210
Poteaux bois massif R+1	180 x 200
Poteaux bois massif R+2	160 x 190
Poteaux bois massif R+3	150 x 170
Poteaux bois massif R+4	120 x 150
Poteaux bois massif R+5	90 x 90

2. Résultats à l'ELS des panneaux de planchers dans RFEM

A l'issu du dimensionnement fait et de la modélisation sur RFEM, les déformations à l'ELS des planchers sont globalement plus importantes que celle trouvées pour le dimensionnement panneaux par panneaux, dans le logiciel KLH® (2D). A la flèche du panneau, il faut ajouter la déformation de la poutre mais aussi des murs. Ces derniers n'exigent pas de vérification à l'ELS mais se déforment malgré tout avec la pression du vent en façade (flexion). Ces déformations sont très faibles mais ajoutées étage par étage, elles augmentent de plusieurs millimètres la déformation des planchers et de la toiture. Ce phénomène se retrouve dans la figure suivante :

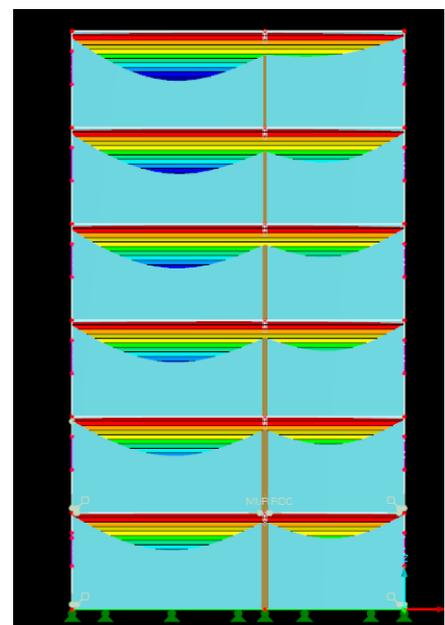
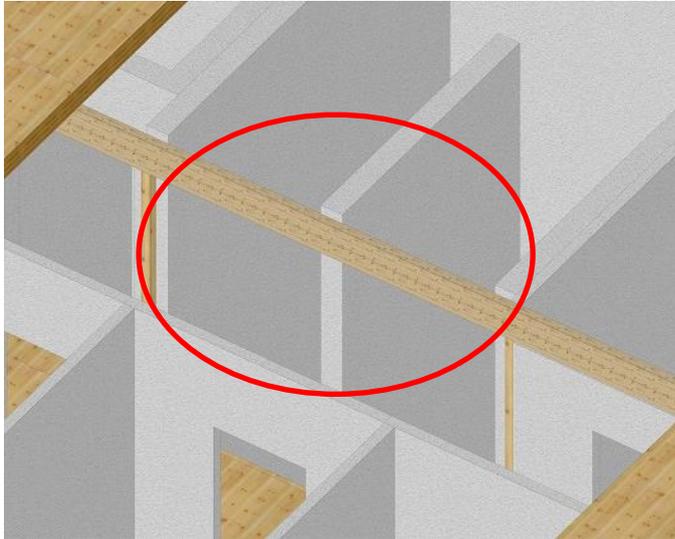


Figure 63 - Déformations des planchers augmentant étage après étage

Si la vérification de chaque plancher dans le logiciel KLH® **ne dépassait pas 70%**, nous avons, dans RF-LAMINATE des résultats **dépassant les 100%** pour les planchers reposant sur la plus grande travée de la poutre. L'image suivante illustre l'endroit où la déformation de la poutre LC est préjudiciable pour les panneaux reposant dessus :



Trois solutions peuvent être apportées :

- Augmenter la section des panneaux de plancher concernés, créant ainsi une discontinuité.
- Ajouter un poteau aligné avec le mur banché de la cage d'escalier
- Considérer un assemblage bois-béton de la poutre sur la tranche du mur, créant ainsi un appui supplémentaire.

C'est certainement les deux dernières solutions qui sont les moins contraignantes, et nous choisissons celle du poteau supplémentaire pour notre modélisation.

→ Cette solution nous permet de passer à un rapport de 99% en déformation pour les planchers, mais les résultats pour les panneaux de toiture de petite portée (panneaux de 90mm d'épaisseur) sont toujours supérieurs à 100%. Afin de palier à ce problème et uniformiser les panneaux de toiture, l'ensemble de la toiture sera composée de panneaux 5s 140 DL. La descente de charge est alors modifiée, mais après vérification, cette faible différence de poids propre n'engendre aucune modification dans le dimensionnement des murs.

3. Conclusion

La modélisation aux éléments finis d'un bâtiment prend tout son sens dans la vérification aux déformations. Les différences avec un logiciel de calcul 2D où chaque élément est isolé pour être dimensionné, ne sont pas négligeables et doivent être prises en compte. Chaque élément de la structure interagit avec les éléments voisins et sur des bâtiments de grande hauteur, les déformations accumulées ici et là se répercutent sur les panneaux les plus hauts.

IV. Dimensionnement parasismique et conception des assemblages d'un bâtiment R+5 en CLT

Nous allons voir dans cette partie que le dimensionnement des assemblages est étroitement lié à la conception parasismique d'un bâtiment CLT. Le dimensionnement parasismique réside essentiellement dans la bonne conception de zones dissipatives où l'ensemble de l'énergie transmis par le séisme se dissipe. Nous étudions dans cette partie le bâtiment conçu précédemment. La zone de sismicité est la n°3, modérée, avec une valeur d'accélération limite $a_{gR} = 1,1 m/s^2$. Le sol choisi est de type C.

A. Concevoir un bâtiment en panneaux CLT aux risques sismiques en zone modérée (III).

1. Dispositions générales de l'Eurocode 8

La structure doit pouvoir dissiper un maximum d'énergie communiquée par le séisme. Le comportement d'une ossature au séisme dépend donc de la conception du bâtiment et des matériaux utilisés. L'ouvrage doit être capable de résister aux séismes, de se dérober au séisme et ce, pour une région donnée et pour une intensité donnée. A cet effet, l'Eurocode 8 décrit un certain nombre de dispositions qu'un bâtiment doit adopter, en l'occurrence celui de cette étude.

a) Simplicité de formes

Les singularités structurales doivent être évitées afin de limiter au maximum les incertitudes vis-à-vis de leur comportement sismique, le cheminement des forces sismiques doit être clair et direct. Notre bâtiment adopte une forme simple, peut être considéré comme symétrique. De ce fait, le centre de torsion du bâtiment est très proche du centre de gravité. De plus, la distribution des masses est étroitement liée à la distribution de la résistance et de la rigidité ce qui tend à éliminer les excentricités entre masse et rigidité. Les éléments structuraux sont régulièrement distribués : cela contribue à l'hyperstaticité et permet une répartition plus favorable des effets de l'action et une dissipation de l'énergie répartie sur l'ensemble de la structure.

b) Résistance et rigidité dans les deux directions

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel et c'est pourquoi la structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les

directions. La structure du bâtiment dimensionné assure des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales.

c) Résistance et rigidité à la torsion

Outre la résistance et la rigidité vis-à-vis d'actions latérales, le bâtiment doit présenter une résistance et une rigidité appropriées à la torsion, afin de limiter les mouvements dus à la torsion qui tendent à solliciter de façon non uniforme les divers éléments de la structure. Étant donné qu'il est avantageux de répartir les éléments principaux de contreventement à proximité de la périphérie du bâtiment, nos murs de l'enveloppe contreventant le bâtiment répondent parfaitement à ce critère.

d) Action des diaphragmes au niveau des étages

Dans les bâtiments, les planchers (y compris le toit) jouent un rôle très important dans le comportement sismique d'ensemble de la structure. Ils agissent comme des diaphragmes horizontaux qui collectent les forces d'inertie et les transmettent aux éléments structuraux verticaux et rendent ces éléments solidaires pour résister à l'action sismique horizontale. Il convient que les systèmes de planchers et le toit soient dotés d'une résistance et d'une rigidité en plan adéquates et que leurs liaisons avec les systèmes structuraux verticaux soient efficaces.

Les panneaux CLT utilisés en plancher sont épais, massifs et sont suffisamment rigides pour servir de diaphragme, d'après les critères de l'EC8. Leur rigidité en plan est suffisante pour la distribution des forces d'inertie horizontales aux panneaux porteurs verticaux. Chaque plancher de chaque étage servira ainsi de diaphragme pour la transmission des efforts horizontaux. Les règles de détail pour les diaphragmes horizontaux décrits au §8.5.3 de la NF-EN 1998-1 seront appliquées.

e) Critères de régularité de la structure

Notre bâtiment, de par sa géométrie, remplit les critères de régularité en plan comme en élévation. Le rapport entre la longueur et la largeur du bâtiment est inférieur à 4. La symétrie du bâtiment, sa compacité et les sections choisies de murs apportent une distribution des masses et des rigidités régulières. La structure en CLT telle que nous l'avons conçue ici, présente des éléments de contreventement verticaux continus d'un étage à l'autre pour une bonne transmission des efforts vers les fondations, sans variation brusque de rigidité. Les planchers, plus épais que les murs, ont une raideur supérieure. Les déformations des planchers ont donc peu d'effet sur la distribution des forces entre les éléments verticaux de structure.

2. Méthode d'analyse par forces latérales équivalentes

a) Critères pour l'utilisation de la méthode

D'après le § 4.2.3.1 de la NF EN 1998-1, l'analyse d'un bâtiment et son dimensionnement sont faits selon les critères de régularité, indépendamment :

Tableau 13 - Conséquences de la régularité de la structure sur l'analyse et le calcul sismique (extrait EC8)

Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement
Plan	Élévation	Modèle	Analyse élastique linéaire	(pour l'analyse linéaire)
Oui	Oui	Plan	Force latérale ^{a)}	Valeur de référence
Oui	Non	Plan	Modale	Valeur minorée
Non	Oui	Spatial ^{b)}	Force latérale ^{a)}	Valeur de référence
Non	Non	Spatial	Modale	Valeur minorée

a) Si la condition de 4.3.3.2.1(2) est également satisfaite.
b) Dans les conditions particulières indiquées en 4.3.3.1(8), un modèle plan séparé peut être utilisé dans chaque direction horizontale, conformément à 4.3.3.1(8).

Les deux critères étant vérifiés, la méthode d'analyse élastique linéaire des forces latérales équivalentes peut être utilisée si la condition du §4.3.3.2.1(2) de l'EC8 est également satisfaite :

« (1)P Ce type d'analyse peut être appliqué aux bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions de modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale.

(2) Les exigences de l'alinéa (1)P du présent paragraphe sont considérées comme satisfaites dans les bâtiments qui remplissent les deux conditions suivantes :

1. Ils présentent dans les deux directions des périodes de vibration T_1 inférieures aux valeurs suivantes :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2s \end{cases} = 2,4s$$

où :

T_c est défini en 3.2.2.2 :

Tableau 14 - Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 1

Classe de sol	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

2. ils respectent les critères de régularité en élévation donnés en 4.2.3.3. »

Nous vérifierons la valeur de T_1 une fois la simulation sismique effectué sur le logiciel de MEF.

b) Modélisation et simulation dans RF-DYNAM (RFEM)

Le logiciel RFEM possède un module RF-DYNAM permettant d'effectuer une simulation sismique/dynamique, selon la méthode souhaitée, à l'EC8. Nous choisirons la méthode des forces latérales statiques équivalentes.

Afin de déterminer les actions générées sur le bâtiment par un séisme, nous travaillerons avec la combinaison accidentelle décrite au §3.2.4 de l'EC8 :

« Les effets d'inertie de l'action sismique de calcul doivent être évalués en prenant en compte la présence des masses associées à toutes les charges gravitaires qui apparaissent dans la combinaison d'actions suivante :

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

où $\psi_{E,i}$ est le coefficient de combinaison pour les actions variables i (voir §4.2.4).

Les coefficients de combinaison $\psi_{E,i}$ prennent en compte la probabilité que les charges $\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ ne soient pas présentes sur la totalité de la structure pendant le séisme. Ces coefficients peuvent également prendre en compte une participation réduite des masses dans le mouvement de la structure, due à un liaisonnement non rigide entre elles. [...] ».

D'après le §4.2.4, $\psi_{E,i} = \varphi \times \psi_{2i}$

Ici $\psi_{2,i}$ est égale à 0,3 pour des charges d'exploitation de catégorie A

Tableau 15 - Valeurs de ϕ pour le calcul de ψ_{Ei} (extrait EC8)

Type d'action variable	Étage	ϕ
Catégories A à C*	Toit	1,0
	Étages à occupations corrélées	0,8
	Étages à occupations indépendantes	0,5
Catégories D à F *) et archives		1,0
*) Catégories définies dans l'EN 1991-1-1:2002.		

Les charges d'exploitation ne concernent que les étages à occupation indépendante. Ainsi,

$$\psi_{E,i} = 0,15$$

Le calcul, sur RF-DYNAM, est effectué selon l'Eurocode 8, avec un spectre calcul. Afin d'éviter d'effectuer, pour le dimensionnement, une analyse structurale non élastique explicite, la capacité de dissipation d'énergie de la structure obtenue principalement par le comportement ductile des assemblages, est prise en compte en réalisant une analyse élastique fondée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre élastique, appelé donc spectre de calcul. Cette réduction est

réalisée en introduisant le coefficient de comportement q . Pour notre bâtiment en CLT, celui-ci sera $q = 2$ (valeur recommandée par les différents constructeurs), pour une classe de ductilité M.

Nous prendrons en compte pour cette étude, les effets accidentels de torsion, d'après le §4.3.2 de la NF EN 1998-1. :

« (1)P Afin de tenir compte des incertitudes concernant la localisation des masses et la variation spatiale du mouvement sismique, le centre de gravité calculé de chaque plancher i doit être déplacé dans chaque direction, par rapport à sa position nominale, d'une excentricité accidentelle additionnelle :

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

où :

- e_{ai} est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau i par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux ;
- L_i est la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique. »

Nous aurons donc $\begin{cases} e_{ix} = 0,5 \text{ m} \\ e_{iy} = 1,0 \text{ m} \end{cases}$

Les résultats obtenus pour les modes propres sont les suivants :

Tableau 16 - Résultats obtenus dans RF-DYNAM après simulation dynamique par la méthode des forces équivalentes

mode n°	À générer	Fréquence		Période T [s]	Accélération S_a [m/s ²]	Facteur de masse modale effective [-]		
		ω [rad/s]	f [Hz]			f_{meX} [kg]	f_{meY} [kg]	f_{meZ} [kg]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	14.142	2.251	0.444	1.581	0.791	0.002	0.000
2	<input checked="" type="checkbox"/>	15.967	2.541	0.394	1.581	0.003	0.808	0.000
3	<input checked="" type="checkbox"/>	23.843	3.795	0.264	1.581	0.000	0.001	0.000
4	<input checked="" type="checkbox"/>	34.197	5.443	0.184	1.521	0.127	0.000	0.000

T_1 respecte bien la condition fixée au 2-a) de cette même partie.

Les forces totales générées équivalentes sont :

Tableau 17 - Forces totales équivalentes après simulation dynamique dans RF-DYNAM

	Selon X (kN)	Selon Y (kN)	Selon Z (kN)
Mode propre 1 (fondamentale)	907,77	49,59	0,20
Mode propre 2	3,00	52,74	0,15
Mode propre 3	0,26	0,40	0,01
Mode propre 4	139,67	1,34	0,03

Le mode propre fondamentale est bien celui affectant de manière significative le bâtiment. La clause (1)P du §4.3.3.2.1(2) est également validée.

3. Comportement d'un bâtiment CLT vis-à-vis de secousses sismiques

a) Résultats expérimentaux

Diverses études ont été menées en laboratoire pour étudier le comportement de bâtiments en réponse à des efforts horizontaux semblables à ceux générés par des ondes sismiques. A ce jour, l'étude la plus complète de quantification du comportement sismique des immeubles de CLT fait partie du projet SOFIE, en Italie. Ce projet a été mis en marche par l'Institut des arbres et du bois (*Trees and Timber Institute - IVASLA*) du Conseil national de recherche de l'Italie (CNR), en collaboration avec l'Institut national des sciences de la Terre et de la prévention des catastrophes (NIED) au Japon, l'Université Shizuoka et l'Institut nippon de recherche en bâtiments (BRI). Le programme d'essais comprenait des tests d'assemblage, des essais cycliques en plan sur des panneaux de mur en CLT ayant différents agencements d'assemblage et ouvertures. Les essais quasi statiques menés sur les panneaux de mur en CLT ont démontré que la conception et la disposition des assemblages ont une forte incidence sur la performance générale du mur. Des tests pseudo dynamiques ont démontré que les structures construites sont très rigides tout en gardant une certaine ductilité.

Suite à cela, une série de tests quasi statiques ont été réalisés sur des panneaux de mur en CLT dans les laboratoires de FPInnovations à Vancouver, où divers assemblages et configurations de panneaux en CLT ont été évalués. Ces configurations comprenaient des panneaux de mur simples présentant trois différents rapports de forme, des panneaux de mur multiples avec des joints à demi-bois et différents types de vis pour les assembler. Les fixations permettant d'arrimer les murs à la fondation incluaient des ancrages d'acier standard avec des clous à filet annelé, des clous torsadés et des vis, la combinaison d'ancrages d'acier et de mécanismes de fixation, des vis longues disposées diagonalement, et des ancrages faits sur mesure utilisés avec des vis pour bois d'œuvre. Les résultats ont démontré que les murs de CLT offrent une **performance sismique adéquate lorsqu'ils sont fixés aux ancrages d'acier avec des clous ou des vis**. De plus, l'utilisation de clous et de fixations à chaque extrémité du mur améliore la performance sismique. L'emploi de vis longues disposées diagonalement pour fixer le mur de CLT au sol n'est pas recommandé dans les zones haut risque sismique en raison du comportement ductile réduit du mur et du mécanisme subi d'arrachement des vis. Par contre, l'installation de joints à demi-bois sur les plus grands murs peut non seulement s'avérer une solution pour en réduire la rigidité, ce qui atténue la charge sismique entrante, mais aussi pour améliorer ses capacités de déformation.

b) Méthodologie adoptée pour la présente étude

Nous adopterons pour notre bâtiment le principe de dimensionnement par capacité. Cette approche repose sur une compréhension adéquate de la façon dont une structure subit d'importantes déformations lorsqu'elle est soumise à des secousses sismiques. En choisissant certains modes de déformation, on peut garantir que les éléments fragiles-ductiles ont la capacité de demeurer intacts, tandis que d'autres éléments ductiles subissent des déformations élastiques. Ces «zones de dissipation » agissent comme des amortisseurs pour maintenir le niveau de force de la structure.

Pour les structures en bois, la défaillance des membres de bois sous tension ou flexion n'est pas favorable en raison de leurs caractéristiques fragiles, et toutes les défaillances **devraient donc avoir lieu dans les assemblages**. Par conséquent, toutes les déformations non linéaires et les dissipations d'énergie des structures de CLT doivent se limiter aux assemblages qui relient les panneaux de mur à ceux du plancher et, s'il y a lieu, dans les mécanismes de fixation et les joints à demi-bois verticaux des murs. Tous les autres assemblages devraient être conçus pour demeurer linéairement élastiques. C'est donc une véritable hiérarchie des zones de rupture qu'il faut établir, en s'assurant que la résistance des panneaux en cisaillement, considérée fragile, n'est pas atteinte.

Tous les assemblages employés pour la dissipation de l'énergie dans les structures de CLT doivent être conçus pour céder en mode de défaillance par limite des fixations. Selon cette stratégie, les assemblages des joints à demi-bois reliant les panneaux de plancher (n°1, Figure 63) devraient avoir suffisamment de force supplémentaire et la rigidité adéquate permettant au diaphragme d'agir en tant qu'une seule unité. Pareillement, les assemblages reliant les panneaux de plancher à ceux des murs situés au-dessous (n°2, Figure 63) devraient aussi faire l'objet d'un surdimensionnement en vue d'être les éléments d'assemblages les plus solides de la structure. Si l'on utilise des joints à demi-bois verticaux pour les murs (n°3, Figure 63), divisant ainsi les murs en segments, on peut les concevoir comme éléments ductiles (zone de dissipation) qui pourront céder simultanément avec les assemblages d'ancrage d'acier (ou, le cas échéant, les mécanismes de fixation) assujettis à un soulèvement aux deux extrémités des segments de mur. L'affaiblissement des assemblages d'ancrages aux extrémités des murs devrait être suivi de l'affaiblissement des assemblages d'ancrages reliant les murs aux planchers.

Le mode de rupture pour les assemblages en zones dissipatives devrait être celui de la plastification, le comportement hystérétique n'affectant pas la stabilité d'ensemble de la structure.

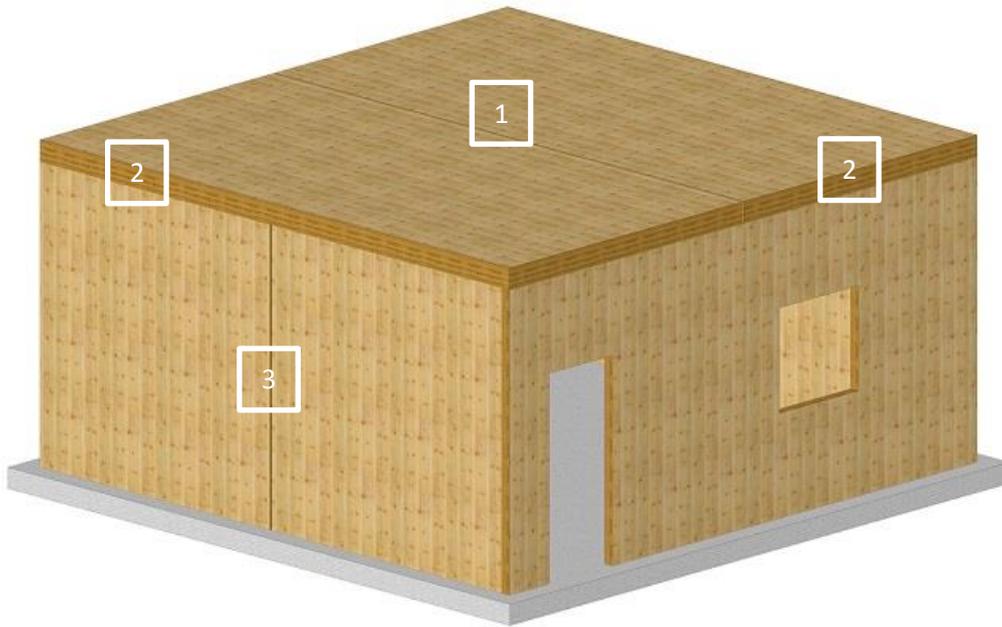


Figure 64 - Position des assemblages dans une structure en CLT

4. Conclusion

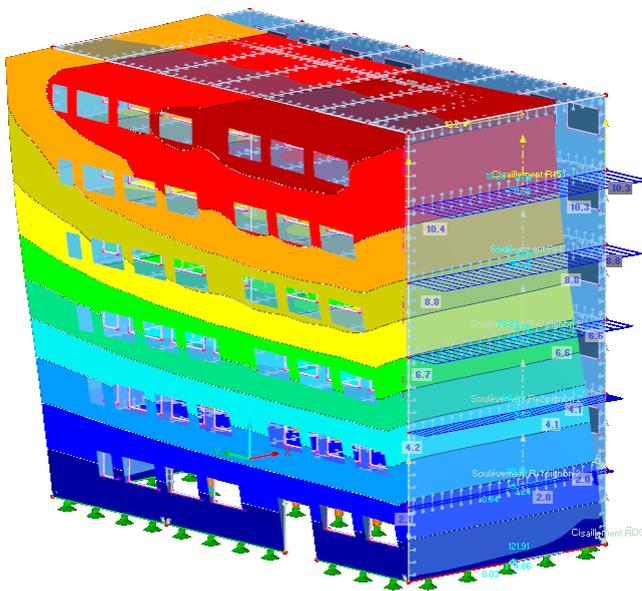
Les structures en CLT, de par leur rigidité et leur rupture fragile, doivent pouvoir dissiper l'énergie transmise par un séisme. Les assemblages jouent un rôle essentiel et une hiérarchie doit être mise en place pour que les ancrages contre le soulèvement et les joints à demi-bois des murs verticaux servent de « zone de dissipation ». Dans la partie qui va suivre, nous allons dimensionner ces assemblages en étudiant tout d'abord les forces générées par la simulation dynamique.

B. Étude des efforts de cisaillement et de soulèvement

En zone sismique, les assemblages vont dépendre des efforts engendrés par un séisme. Pour notre étude nous avons, en plus des efforts sismiques, des forces latérales de vent très importantes. Une comparaison sera alors à effectuer pour déterminer quelles valeurs sont déterminantes.

1. Efforts de cisaillement

a) Comparaison des données dans RFEM



Avant d'obtenir des valeurs de calcul, un traitement des données est nécessaire sur EXCEL pour pouvoir exploiter les résultats de la simulation dynamique. En effet les valeurs obtenues ne sont pas uniformes et pour les exploiter il faut les linéariser. Pour cela, il faut effectuer des coupes, étage par étage, pour récupérer les efforts de cisaillement pour chaque façade et pignon.

Figure 65 - Déformée du bâtiment sous sollicitation sismique - RFEM

- Les résultats maximaux obtenus pour les **efforts sismiques** de cisaillement des façades sont regroupés dans le tableau suivant (efforts de cisaillement en pied de mur) :

Tableau 18 - Efforts de cisaillement en pied de mur de façades pour l'action sismique

Efforts de cisaillement (kN/m)	Torsion +		Torsion -	
	Façade 1	Façade 2	Façade 1	Façade 2
RDC	13.96	13.13	13.30	13.79
R+1	13.75	13.70	13.10	14.25
R+2	14.90	11.25	14.15	11.80
R+3	12.35	11.85	11.90	12.55
R+4	10.15	8.80	9.55	9.25
R+5	12.55	9.50	11.90	10.30

Les résultats pour les pignons sont regroupés dans le tableau suivant (efforts de cisaillement en pied de mur) :

Tableau 19 - Efforts de cisaillement en pied de mur de pignons pour l'action sismique

Efforts de cisaillement (kN/m)	Pignon 1	Pignon 2
RDC	25.95	25.44
R+1	26.05	25.64
R+2	23.83	23.42
R+3	21.40	20.80
R+4	16.56	16.15
R+5	9.99	10.50

Note : Les valeurs maximales pour le pignon 1 étaient celles de la torsion +, et inversement pour le pignon 2.

- Les résultats maximaux obtenus pour les **efforts** de cisaillement lié au **vent** par façade et par pignon sont regroupés dans le tableau suivant (efforts de cisaillement en pied de mur) :

Tableau 20 - Efforts de cisaillement en pied de mur de façade & pignons pour l'action du vent

Efforts de cisaillement (kN/m)	Façade	Pignon
RDC	10.16	41.70
R+1	7.70	34.73
R+2	6.20	27.76
R+3	4.65	20.90
R+4	3.10	13.93
R+5	1.55	6.97

b) Valeurs de calcul

Le §4.4.2.5 de la NF-EN-1998-1 impose d'utiliser un coefficient de sur-résistance pour les diaphragme horizontaux censés transmettre les efforts sismique :

« (1)P Les diaphragmes et les entretoisements dans les plans horizontaux doivent pouvoir transmettre, avec une sur-résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés.

(2) La prescription de l'alinéa (1)P du présent paragraphe est considérée comme satisfaite si, pour effectuer les vérifications de résistance appropriées, les effets de l'action sismique dans le diaphragme obtenus à partir de l'analyse sont multipliés par un coefficient de sur-résistance γ_d supérieur à 1,0.

NOTE Les valeurs devant être attribuées à γ_d à utiliser dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est 1,3 pour les modes de rupture fragile, tels que l'effort tranchant dans les diaphragmes en béton et 1,1 pour les modes de rupture ductile.

(3) Des dispositions pour les diaphragmes en béton sont indiquées en 5.10. »

→ La valeur choisie pour notre étude sera $\gamma_d = 1,3$, la rupture des panneaux CLT étant considérée comme fragile.

- Pour les façades, les valeurs des efforts de cisaillement sont **bien plus importantes pour l'action sismique**. Le dimensionnement se fera selon la valeur la plus élevée, relevée dans le tableau 18 :

$$F_{V,d,façade} = 14,90 \times \gamma_d = 14,90 \times 1,3 = 19,37 \text{ kN/m}$$

- Pour les pignons, on constate que le cisaillement lié au vent est plus fort pour les premiers étages (cela sans prendre en compte le γ_d). On considère donc la valeur la plus importantes retenue dans le tableau 19 :

$$F_{V,d,pignon,séisme} = 26,05 \times \gamma_d = 33,86 \text{ kN/m}$$

Nous retiendrons donc, selon le tableau 20, la valeur du cisaillement lié au vent pour le mur du RDC et du R+1 : $F_{V,d,pignon,RDC} = 41,70 \text{ kN/m}$, $F_{V,d,pignon,R+1} = 34,73 \text{ kN/m}$

Et la valeur calculée ci-dessus pour les étages supérieurs : $F_{V,d,pignon,R+X} = 33,86 \text{ kN/m}$

Remarque : Les diaphragmes sont créés en joignant les segments adjacents d'une dalle les uns aux autres le long de leurs bords à l'aide d'assemblages (vis). Un diaphragme continu de plancher/toit est nécessaire afin de distribuer correctement les charges latérales aux murs de refend et aux étages en-dessous.

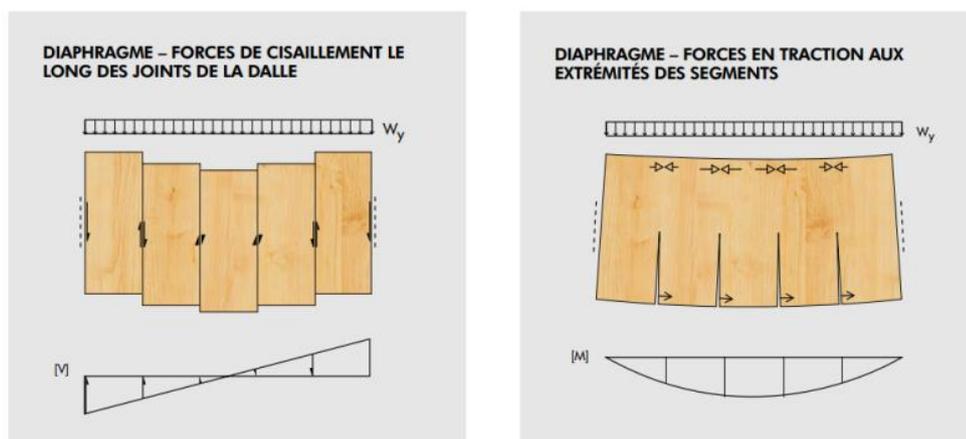


Figure 66 - Fonctionnement d'un diaphragme en plancher CLT - source : NORDIC

Pour cette étude, nous dimensionnerons les joints de plancher avec la même valeur de calcul de cisaillement que celle trouvée pour les pignons et/ou façade. Ce calcul sera très conservateur mais une fois sur chantier, c'est une réelle perte de temps et un risque d'avoir des assemblages différents pour chaque joint de plancher.

2. Efforts de soulèvement

Les efforts de soulèvement sont, en majeure partie, localisés en extrémité de mur, que ce soit pour le vent ou pour le sismique.

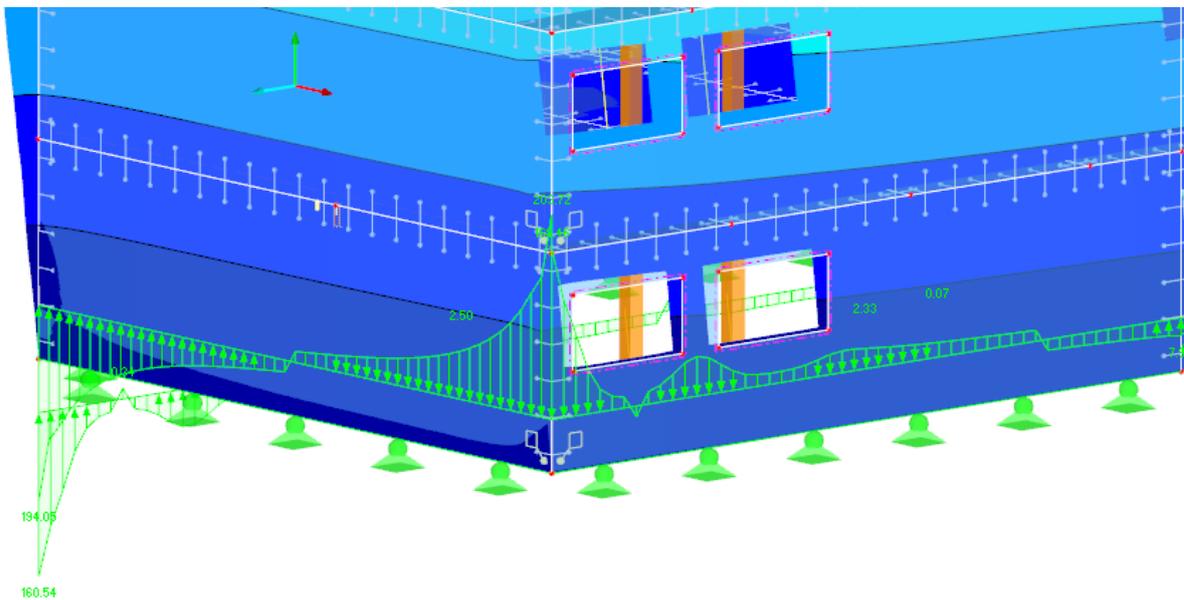


Figure 67 - Efforts de soulèvement générés dans les angles - RFEM

Pour cette étude, nous avons, pour chaque cas de vent/sismique relevé l'angle où le soulèvement est le plus important. Cette valeur sera ensuite considérée pour chaque angle du bâtiment.

Le résumé de l'analyse effectuée sur EXCEL en exploitant les données de RFEM se situe dans le tableau suivant :

Tableau 21 - Valeur de soulèvement max dans un angle du RDC

Efforts de soulèvement max (kN) dans un angle	Vent	Sismique
RDC	239	381

La valeur au sismique est largement supérieure, c'est pourquoi l'analyse du soulèvement pour les étages supérieurs s'est faite que selon celui-ci :

Tableau 22 - Valeur de cisaillement max dans un angle de chaque étage

Efforts de soulèvement max (kN) <u>dans un angle</u>	Sismique
R+1	249
R+2	175
R+3	110
R+4	65
R+5	31

→ Les valeurs de calcul sont comme présentées dans les tableaux. Les assemblages associés devront pouvoir dissiper l'énergie communiquée par le séisme, aucun surdimensionnement n'est à considérer pour ces assemblages.

3. Conclusion

Les efforts de cisaillement donneront lieu aux assemblages surdimensionnés. Les assemblages associés seront à étudié pour la liaison plancher-mur et la liaison mur-plancher. Cela pour garantir une bonne transmission des efforts d'étage à étage.

Les efforts de soulèvement donneront lieu aux assemblages constituant les « zones dissipatives ». En cas de ruine du bâtiment, ce sont ces assemblages qui subiront les dégâts, par plastification.

C. Dimensionnement des assemblages

Le dimensionnement des assemblages se fera avec les éléments proposés dans le catalogue Rothoblaas® pour les équerres de cisaillement, plaques perforées, équerres d'ancrage etc, et SFS Intec® pour les vis. Ces deux fournisseurs possèdent une gamme intéressante et complète pour l'assemblage des panneaux CLT.

1. Assemblages de reprise des efforts de cisaillement

Nous expliciterons uniquement le dimensionnement des assemblages se situant sur le pignon du R+1 (liaison bois-bois) et le pignon du RDC (liaison bois-béton). Le principe sera strictement le même pour les étages supérieurs et les façades où les efforts de cisaillement sont moins élevés.

a) Liaison Mur r+1 – plancher R+1

Nous avons déterminé au [IV-B-1-b\)](#), la valeur de calcul $F_{V,d,pignon,R+1} = 34.73 \text{ kN/m}$.

La liaison entre le mur et le plancher est réalisée avec des équerres de type TITAN N®, modèle TTN240 (assemblage bois-bois) :



La résistance maximale de cette équerre est atteinte pour un assemblage par vis LBS® Ø5 x 50 mm. Ce sont des vis à tête ronde et sous tête cylindrique. 36 vis sont disposées sur chaque plat.

La résistance caractéristique s'élève à 46,7 kN.

$$\text{On a donc } R_{V,d} = \frac{R_{v,k} \times k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{46,7 \times 1,1}{1,3} = 39,5 \text{ kN}$$

Figure 68 - Équerre de cisaillement TITAN N Rothoblaas®

En plaçant une telle équerre tous les mètres, la résistance en cisaillement est assurée.

b) Liaison Plancher R+1 – Mur RDC

Nous avons vu que ces assemblages sont très importants étant donné qu'ils assurent la fonction de diaphragme du plancher vers les murs. La valeur de calcul déterminée au [IV-B-1-b\)](#) est $F_{V,d,pignon,RDC} = 34,73 \text{ kN/m}$.

Un « couturage » est obligatoire du diaphragme sur les murs porteurs du dessous, sur toute la périphérie. La valeur recommandée est une vis tous les 30 cm.

La fiche technique SFS INTEC® donne les valeurs suivantes pour les vis WT-T utilisables pour le couturage de panneaux de plancher aux panneaux verticaux :

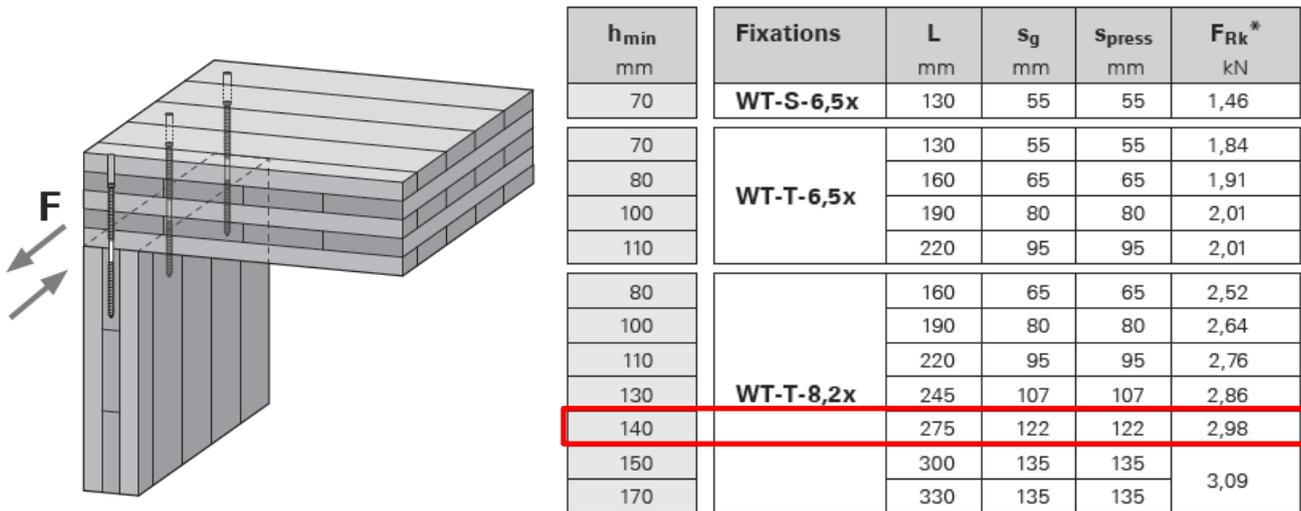


Figure 69 - Assemblage d'angle par vis perpendiculaire - SFS INTEC®

Étant donné que les planchers de plus petite épaisseur font 140 mm, nous avons optons pour la vis WT-T-8,2x275. La distance minimale d'espacement entre chaque vis est de **8cm**, 12 vis peuvent donc être positionnées par mètre linéaire. On a donc :

$$R_{V,d} = 12 \times \frac{R_{R,k} \times k_{mod}}{\gamma_M} = 12 \times \frac{2,98 \times 1,1}{1,3} = 30,26 \text{ kN/m} < 34,73 \text{ kN/m}$$

Les vis n'étant pas suffisantes pour reprendre la totalité des efforts de cisaillement, il est nécessaire d'ajouter un dispositif supplémentaire.

L'équerre TITAN N vue précédemment peut être utilisée en sous face du plancher, directement raccordée au mur. Avec sa résistance de calcul de 39,5 kN, le nombre de vis WT-T peut alors être réduit au nombre minimum requis. La résistance totale sera alors :

$$R_{V,d,tot} = \left(3 \times \frac{R_{R,k} \times k_{mod}}{\gamma_M} \right)_{vis} + \left(\frac{R_{v,k} \times k_{mod}}{\gamma_M} \right)_{\text{équerre}} = 12 \times \frac{2,98 \times 1,1}{1,3} + \frac{46,7 \times 1,1}{1,3} = 47,06 \text{ kN/m}$$

→ Le dimensionnement dans ce cas-là est OK.

Note : l'utilisation d'un feuillard perforé (ou plaque perforée) coté extérieur du mur aurait pu être utilisé à la place de l'équerre.

c) Liaison Mur RDC – Fondation

Pour la liaison des murs de contreventement avec les fondations, l'avis technique KLH® stipule :

« Réaliser la fixation au support béton des panneaux au soubassement béton par des chevilles bénéficiant d'un Agrément Technique Européen pour une utilisation en béton fissuré ; **limiter la capacité résistante en cisaillement de ces chevilles à la moitié de celles indiquée dans l'ATE sous sollicitation statique [...]** »

Pour le calcul des fixations sur le béton, il faut s'assurer que la rupture se fasse par plastification. Il faut donc que la résistance de l'assemblage soit plus faible que la résistance du béton ou des chevilles.

On a $F_{V,d,pignon,RDC} = 41,7 \text{ kN/m}$.

On utilise à nouveau l'équerre TITAN N®, mais cette fois-ci, le modèle TCN240 (assemblage bois-béton) :



Figure 70 - Équerre de cisaillement TITAN N TCN Rothoblaas®

La résistance de l'assemblage sur le bois est $R_{V,k} = 26,5 \text{ kN}$ pour l'utilisation de vis LBS Ø5 x 50 mm (x30).

Les chevilles sont considérées sur un béton non fissuré : un ancrage chimique est exigé : « VynilPro® » pour des chevilles de taille M12 x 130 mm (x2).

On a alors $R_{k,béton} = 44,7 \text{ kN}$ pour les chevilles fixées coté intérieur (voir

figure 69 où elles sont coté extérieur).

Pour les chevilles, la résistance en cisaillement est donnée à $V_{Rk,cheville} = 34,0 \text{ kN}$ en classe d'acier 8.8, soit $V_{Rk,cheville} = 17,0 \text{ kN}$ d'après l'avis technique.

$$\text{Pour terminer : } R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{V,k} \times k_{mod}}{\gamma_M} \\ \frac{R_{k,béton}}{\gamma_{béton}} \\ 2 \times \frac{V_{Rk,cheville}}{\gamma_{MS}} \end{array} \right. \quad \text{où } \gamma_{béton} = 1,25, \gamma_{MS} = 1,25 \text{ (rupture de l'acier).}$$

On a donc, pour une équerre :

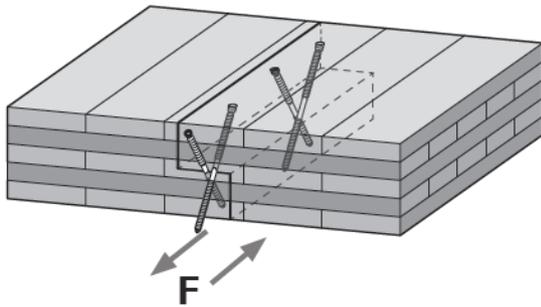
$$R_d = \min \begin{cases} \frac{26,5 \times 1,1}{1,3} = 22,42 \text{ kN/m} \\ \frac{44,7}{1,25} = 35,76 \text{ kN/m} \\ 2 \times \frac{17}{1,25} = 27,2 \text{ kN/m} \end{cases} = 22,42 \text{ kN/m}$$

→ Il faut donc placer au minimum **2 équerres par mètre linéaire**, pour atteindre une résistance de 44,84 kN/m > 41,7 kN/m.

d) Liaison entre joints de plancher

La figure 65 montre une distribution triangulaire des efforts de cisaillement au niveau des joints de planchers. Mais nous l'avons vu, les assemblages entre panneaux de plancher est essentielle et doit être la plus rigide possible pour se rapprocher d'une dalle monolithique et transmettre les efforts. Pour dimensionner les joints de plancher, nous allons donc considérer la valeur de cisaillement des bords de dalle (maximum) à savoir $F_{V,d,pignon,R+1} = 34,73 \text{ kN/m}$.

L'assemblage se fera par **mi-bois par paire de vis WT-T-8,2x140 croisées** :



h _{min, BSP} mm	Fixations	L mm	S _g mm	S _{press} mm	F _{Rk,1} * kN	F _{Rk,2} * kN
100	WT-S-6,5x	130	55	55	5,90	6,83
100	WT-T-6,5x	130	55	55	5,90	9,66
120		160	65	65	7,09	
140		190	80	80	8,86	
160		220	95	95	10,64	
120	WT-T-8,2x	160	65	65	9,82	16,77
140		190	80	80	12,35	
160		220	95	95	14,70	
180		245	107	107	16,56	
200		275	122	122	18,88	
220		300	135	135	20,89	
240		330	135	135		

* Résistances caractéristiques par paire.

Figure 71 - Assemblage mi-bois par paire de vis croisées - SFS INTEC®

La résistance $F_{Rk,2}$ indiquée dans le tableau de la figure ci-dessus est pour le flambage. Le coefficient $\gamma_{M,2}$ associé vaut 1,1.

On a donc, pour une paire de vis :

$$R_d = \min \left\{ \frac{F_{Rk,1} \times k_{mod}}{\gamma_M}, \frac{F_{Rk,2}}{\gamma_{M2}} \right\} = \min \left\{ \frac{12,35 \times 1,1}{1,3}, \frac{16,77}{1,1} \right\} = 10,45 \text{ kN}$$

→ **4 paires de vis par mètre linéaire** sont nécessaires pour reprendre les efforts de cisaillement.

2. Assemblages de reprise des efforts de soulèvement

Les assemblages utilisés contre le soulèvement sont placés dans les angles du bâtiment et, s'il y a lieu, au pied des ouvertures de baies/portes. Il est nécessaire d'en avoir en pied de mur mais également entre les murs de chaque étage. Ici, nous ne dimensionnerons que les assemblages dans les angles (les plus importants).

a) Liaison Mur RDC - Fondations

Le soulèvement créé par la simulation sismique/dynamique est très important : $F_{T,d,RDC} = 381 \text{ kN}$.

Pour cela, nous allons utiliser l'équerre de soulèvement renforcée WHT XXL proposée par Rothoblaas®. Ces équerres ne reprennent que des efforts de soulèvement.



Figure 72 - Équerre d'ancrage Rothoblaas

Afin de ne pas surdimensionner l'ancrage, nous choisissons une fixation partielle par pointes $\varnothing 5 \times 60$, au nombre de 60. Il n'est pas recommandé, pour ce type d'assemblage, d'utiliser des longueurs de connecteurs inférieures à 60 mm afin d'éviter la rupture fragile du bois dans la première couche. Chaque pointe à une résistance caractéristique de **1,93 kN**.

On considère un béton non fissuré dont la résistance, avec une cheville M27 x 400 est de **184 kN**.

La bague en acier (ou rondelle) à une résistance de **158,6 kN**.

(Pour info, la résistance de la cheville en traction est de **350 kN**, non pris en compte ici)

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{V,k} \times k_{mod}}{\gamma_M} \\ \frac{R_{k,béton}}{\gamma_{béton}} \\ \frac{R_{k,rondelle}}{\gamma_{acier}} \end{array} \right. \text{ où } \gamma_{béton} = 1,5, \gamma_{acier} = \gamma_{m2} = 1,25$$

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{60 \times 1,93 \times 1,1}{1,3} = 97,98 \text{ kN} \\ \frac{184}{1,5} = 122,67 \text{ kN} \\ \frac{158,6}{1,25} = 126,88 \text{ kN} \end{array} \right. = 97,98 \text{ kN}$$

Quatre équerres seront nécessaires dans chaque angle pour reprendre la totalité de l'effort de traction :

$$R_{d,tot} = 4 \times 97,98 = 391 \text{ kN} > F_{T,d,RDC} = 381 \text{ kN}$$

Remarque : Lors de l'installation, il faudra prêter attention au positionnement des équerres en respectant l'écart de chacune d'entre elles.

b) Liaison MUR R+1 – MUR RDC

Nous l'avons vu, des efforts de soulèvement sont également à reprendre entre les murs de chaque étage. Nous dimensionnerons uniquement l'assemblage pour la liaison RDC-R+1. Le principe étant strictement le même pour les étages supérieurs.

Nous avons, d'après le [IV-B-2](#), $F_{T,d,R+1} = 249 \text{ kN}$.

Disposer d'équerres d'ancrages aux planchers intermédiaires **n'est pas la meilleure solution** puisqu'il faut doubler les ancrages comme le montre la figure 72 suivante.

L'utilisation d'une plaque perforée sur la face extérieure permet d'éviter le coffrage des assemblages coté intérieur (c'est le cas pour les équerres).

Nous utiliserons donc la plaque LBV perforée proposée par Rothoblaas®. Une plaque sera disposée de part et d'autre de l'angle du bâtiment :

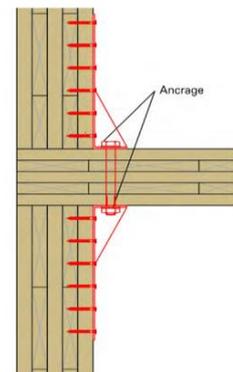


Figure 73 - Ancrage pour les niveaux intermédiaires



Figure 74 - Plaque LBV perforée Rothoblaas

Ces plaques ne reprennent que les efforts de soulèvement de mur à mur. Aucune pointe n'est placée dans la tranche du plancher.

Chaque plaque devra reprendre la moitié de l'effort soit environ 125 kN chacune.

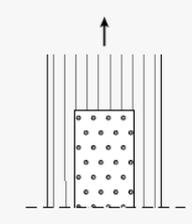
Nous choisissons la plaque LBV de 2,0 mm d'épaisseur, 400 mm de largeur et 1200 mm de longueur. L'effort résistant caractéristique en traction de la plaque est $R_{ax,k} = 178,2 \text{ kN}$.

Il faut à présent déterminer le nombre de pointe à placer dans la plaque, sachant que celle-ci possède 1200 trous.

Pour les plaques perforées, un coefficient de correction m_{ef} est à appliquer en fonction du nombre de rangées clouées et le type de connecteur :

COEFFICIENT DE CORRECTION m_{ef}

ANGLE ENTRE FORCE ET FIL $\alpha = 0^\circ$

	nbre de rangées clouées	m_{ef}	
		pointes LBA	vis LBS
	≤ 2	1,00	1,00
	≤ 4	0,90	0,84
	≤ 6	0,85	0,76
	≤ 8	0,81	0,71
	≤ 10	0,79	0,67
	≤ 12	0,76	0,64
	≤ 14	0,75	0,61
	≤ 16	0,73	0,59
	≤ 18	0,72	0,58
	≤ 20	0,71	0,56

Le type de connecteurs utilisés pour notre assemblage est la pointe LBA $\varnothing 5 \times 75$ ayant une résistance caractéristique de **2,64 kN**.

En fixant à 80 le nombre de pointes par plaque, cela nous fait 16 rangées (5 trous par rangée).

Ainsi, $m_{ef} = 0,73$

Figure 75 - Coefficient de correction m_{ef} - source Rothoblaas®

$$R_d = \min \left\{ \frac{R_{v,k} \times k_{mod} \times m_{ef}}{\frac{\gamma_M}{R_{ax,k}}}, \frac{\gamma_M}{\gamma_{M2}} \right\} = \min \left\{ \frac{80 \times 2,64 \times 1,1 \times 0,73}{1,3} = 130,45 \text{ kN}, \frac{178,2}{1,25} = 142,56 \text{ kN} \right\} = 130,45 \text{ kN}$$

La résistance totale de l'assemblage sera donc :

$$R_{d,total} = 2 \times 130,45 = 260,9 \text{ kN} > F_{T,d,R+1} = 249 \text{ kN}$$

3. Conclusion

Les efforts très importants subis par le bâtiment imposent d'utiliser des assemblages solides et parfois peu esthétiques (équerres d'ancrage notamment). Des solutions autres existent, pour reprendre les efforts de soulèvement. Des câbles ou tiges filetées peuvent être placés dans les angles du bâtiment, travaillant en traction, mais la ductilité requise pour un dimensionnement sismique doit être évaluée car la rupture en traction de l'acier est fragile.

La ruine de nos assemblages, tels que nous les avons dimensionnés, sera amenée par la plastification des connecteurs. En effet, la rupture du béton ou de l'acier en traction étant fragile, nous avons cherché à ce que la résistance de l'assemblage $R_{v,k}$ soit inférieure à $R_{k,rondelle}$, $R_{k,béton}$ ou $R_{ax,k}$.

V. Conclusion générale

Les bâtiments en CLT sont bien différents des bâtiments en charpente classique constitués de poteaux, poutres en lamellé collé et le dimensionnement l'est tout autant. Il existe aujourd'hui une documentation suffisante pour justifier aux Eurocodes le calcul de telles structures.

Mais nous l'avons vu, si des solutions numériques existent pour dimensionner des panneaux CLT, il faut savoir garder du recul et avoir une bonne connaissance du matériau afin d'apporter les optimisations non proposées par les logiciels. RFEM est un des premiers logiciels de calcul pouvant intégrer le modèle en « couches » du CLT dans un programme d'éléments finis mais la vérification à l'EC5 n'est pas complète et il est nécessaire de conjuguer l'analyse menée par ce logiciel avec celui-ci des constructeurs, en l'occurrence KLH® pour notre étude (tous les constructeurs ne disposent pas logiciel de dimensionnement).

Les panneaux en CLT permettent aux constructions bois de gagner en hauteur et de plus en plus de bâtiments de moyennes hauteurs sont construits aujourd'hui. Un projet de tour en CLT est d'ailleurs en phase de « concours » sur Paris à ce jour. Mais la difficulté reste, en zone ventée et/ou sismique, dans le bon dimensionnement des assemblages car c'est tout l'enjeu de l'étude d'une structure CLT. Si les panneaux en bois massif présentent une bonne rigidité, leur légèreté leur est défavorable vis-à-vis des murs en béton armé sur la question du soulèvement.

Heureusement, de nombreuses études ont été menées ces dernières années et aujourd'hui, les gammes développées et proposées par les constructeurs d'assemblages pour les structures CLT permettent d'avoir des bâtiments plus complexes tout en gardant la ductilité nécessaire pour le risque sismique.

Couplé à des matériaux d'isolation écologiques, le bâtiment CLT peut s'avérer être une réelle solution d'avenir, à condition que la consommation de bois soit maîtrisée. La résidence Jules Ferry (R+7) construite en 2014 à Saint-Dié-des-Vosges est composée à 100% de CLT et est isolée par des caissons de paille directement fixés à la façade. Le bilan carbone de ce bâtiment est largement positif puisqu'il est estimé à 1100 tonnes de CO₂ (absorption par le bois et la paille). Un tel bâtiment en béton armé avec isolation en polystyrène aurait émis 600 tonnes, soit 1700 tonnes de différence !

VI. Bibliographie

- CCFAT (Commission chargée de formuler les avis techniques) (2016). « Document Technique d'Application 3+5/12-731*v1, Panneaux KLH ». 34p.
- FCBA, institut technologique (2013), « Règles de la sécurité incendie à l'usage du menuisier – agenceur », financé par le CODIFAB. 54p
- FPinnovations (2009). « Manuel sur le bois lamellé croisé ». Québec : Édition Canadienne. 642p.
- Jean Baptiste Moron – CRITTBOIS (2013), « La problématique sismique en construction bois », Opération collective MI-SISBOIS, 53p.
- NF EN 1995-1-1 (novembre 2005) : Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-1 : Généralités - Règles communes et règles pour les bâtiments + Amendement A1 (octobre 2008) + Amendement A2 (juillet 2014) (Indice de classement : P21-711-1). 134p. +Annexe nationale NF EN 1995-1-1/NA (mai 2010). 13p.
- NF EN 1991-1-1 (mars 2003) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (Indice de classement : P06-111-1) 39p. + Annexe nationale NF P06-111-2 (Juin 2004). 13p.
- NF EN 1991-1-1 (mars 2003) : Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments + Amendement A1 (mai 2013) (indice de classement : P06-030-1) 196p. + Annexes nationales NF EN 1998-1/NA (décembre 2013) 30p. et (décembre 2007) 16p.
- NORDIC Bois d'ingénierie (2015), « Guide pour la construction non résidentielle », 54p.
- Programme d'accompagnement des professionnels, « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 » (2014). « Guide, Panneaux massifs bois contrecollés ». 254p.

VII. Annexes

1. Annexe 1 : Caractéristiques géométriques des sections de panneaux KLH dans la direction x, « sens porteur principal »

Type de panneau	$h_{\text{eff}, x}$	Nb de plis	$A_{\text{net}, x}$	$I_{\text{net}, x}$	$W_{\text{net}, x}$	$S_{\text{net}, x}$	$i_{\text{net}, x}$	$A_{\text{plein}, x}$	$I_{\text{plein}, x}$	$W_{\text{plein}, x}$	$I_{\text{effectif}, x}$			
	(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)			
-	[cm]	-	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
PANNEAUX TYPE Q : Couches extérieures en direction transversale														
											Portées			
											1m	2m	2.95m	-
57 Q	5,7	3	380	1486	521	361	1,98	570	1543	541	1075	1354	1422	-
72 Q	7,2	3	380	2783	773	504	2,71	720	3110	864	1626	2354	2567	-
94 Q	9,4	3	600	6594	1403	960	3,32	940	6922	1473	3233	5169	5845	-
120 Q	12,0	3	800	13867	2311	1600	4,16	1200	14400	2400	5488	9752	11578	-
95 Q	9,5	5	570	5659	1191	767	3,15	950	7145	1504	3129	4692	5168	-
128 Q	12,8	5	900	15081	2356	1583	4,09	1280	17476	2731	6805	11446	13146	-
158 Q	15,8	5	900	25251	3196	2033	5,3	1580	32869	4161	7869	15997	19911	-
PANNEAUX TYPE L : Couches extérieures en direction longitudinale														
											Portées			
											2m	4m	6m	8m
60 L	6,0	3	380	1711	570	390	2,12	600	1800	600	1535	1663	1690	1699
78 L	7,8	3	380	3421	877	561	3	780	3955	1014	2814	3245	3341	3375
90 L	9,0	3	680	5986	1330	952	2,97	900	6075	1350	5020	5707	5858	5913
95 L	9,5	3	680	6981	1470	1037	3,2	950	7145	1504	5629	6578	6795	6875
108 L	10,8	3	680	9964	1845	1258	3,83	1080	10498	1944	7292	9113	9566	9736
120 L	12,0	3	800	13867	2311	1600	4,16	1200	14400	2400	9752	12511	13227	13499
95 L	9,5	5	570	5659	1191	767	3,15	950	7145	1504	4692	5380	5531	5586
117 L	11,7	5	570	9295	1589	976	4,04	1170	13347	2281	6993	8585	8965	9107
125 L	12,5	5	570	10846	1735	1052	4,36	1250	16276	2604	7892	9914	10410	10596
140 L	14,0	5	1020	20084	2869	1947	4,44	1400	22867	3267	14799	18416	19305	19638
145L	14,5	5	1020	21928	3024	2032	4,64	1450	25405	3504	15600	19883	20967	21377
162 L	16,2	5	1020	28835	3560	2321	5,32	1620	35429	4374	18347	25181	27084	27822
182 L	18,2	5	1020	38219	4200	2661	6,12	1820	50238	5521	21608	31979	35161	36435
200L	20,0	5	1200	52800	5280	3400	6,63	2000	66667	6667	27890	42995	47923	49938
201 L	20,1	7	1360	54053	5378	3791	6,3	2010	67672	6733	31583	45785	50026	51709
226 L	22,6	7	1360	70942	6278	4352	7,22	2260	96193	8513	35718	56728	63814	66744
208 LL	20,8	7	1700	72208	6943	4905	6,52	2080	74991	7211	43322	61508	66987	69167
230 LL	23,0	7	1700	94798	8243	5653	7,47	2300	101392	8817	45979	74100	84238	88534
248 LL	24,8	7	1880	119308	9621	6638	7,96	2480	127108	10251	55684	91599	105031	110803
247 LL	24,7	8	2040	116800	9457	7626	7,56	2470	125577	10168	66249	97417	107240	111208
300 LL	30,0	8	2400	206400	13760	11250	9,27	3000	225000	15000	92760	155646	179997	190606

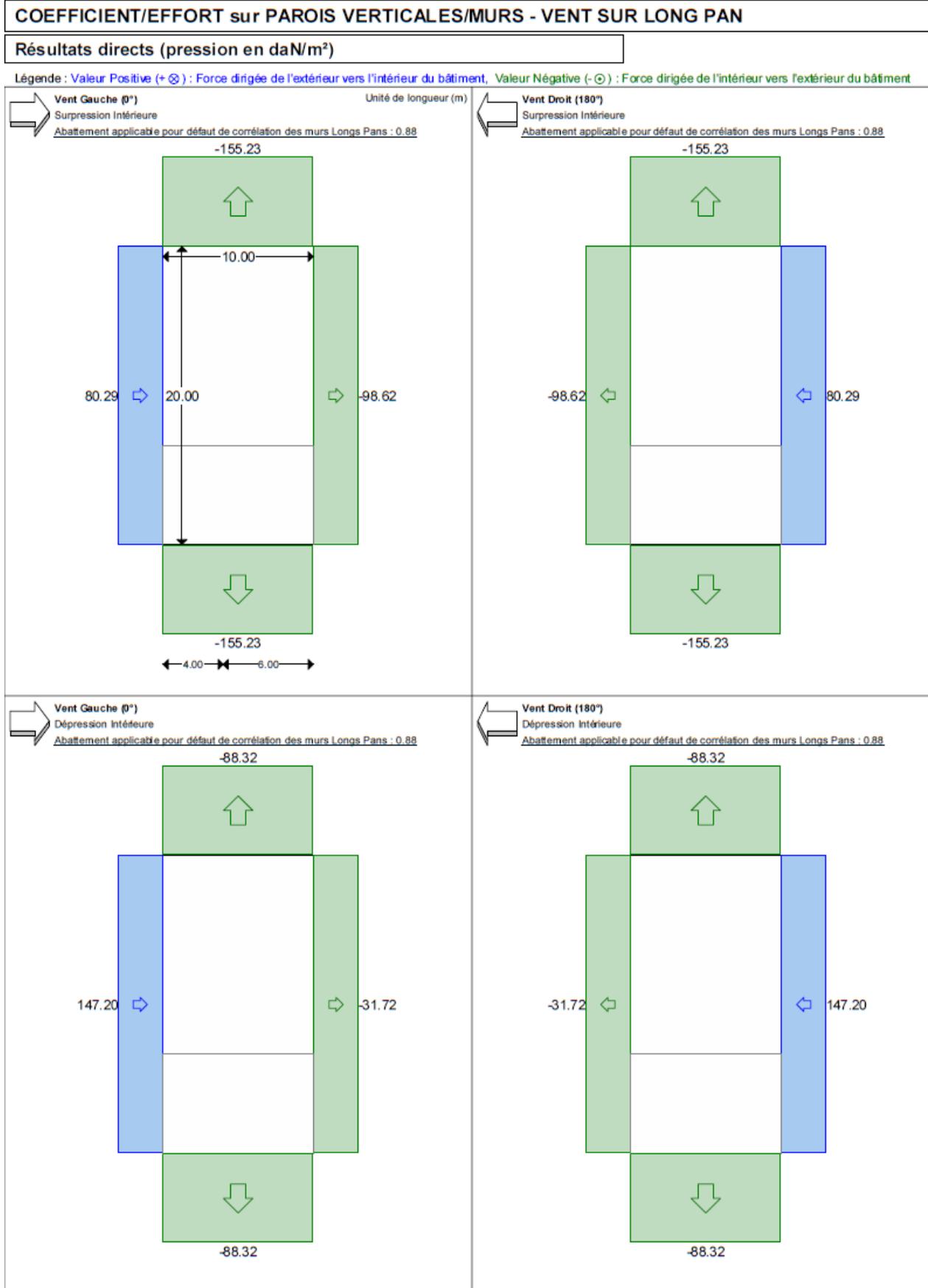
(1) épaisseur de panneau selon la direction principale x.

(2) Section nette pour un panneau de 1 mètre de large, en faisant abstraction des plis non orientés selon la direction principale x.

(3) Inertie nette pour un panneau de 1 mètre de large, en faisant abstraction des plis non orientés selon la direction principale x.

(4) Module d'inertie net pour un panneau de 1 mètre de large = Inertie nette divisée par la demie épaisseur du panneau.

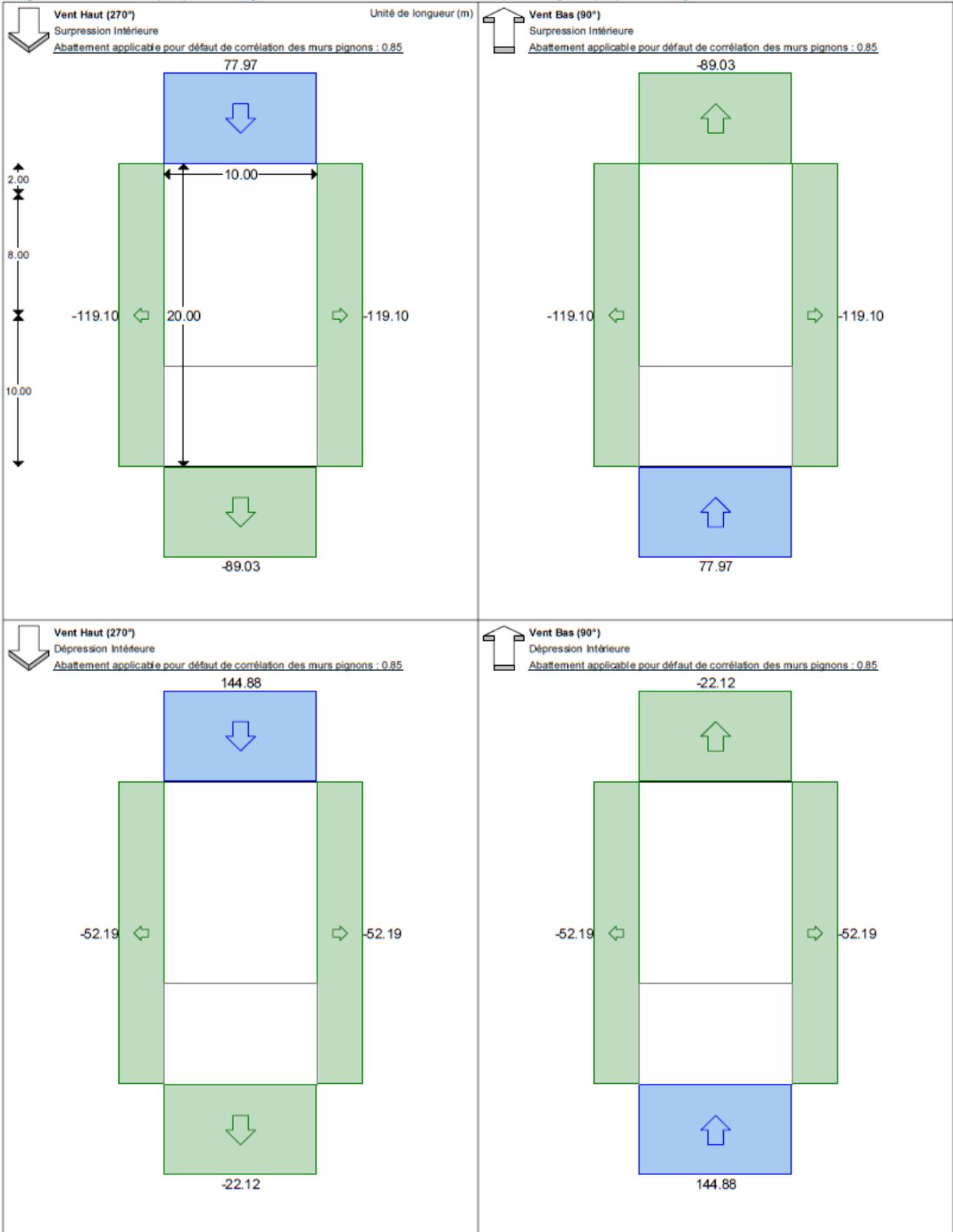
2. Annexe 2 : Résultats de l'étude de Vent réalisée sur MDBAT



COEFFICIENT/EFFORT sur PAROIS VERTICALES/MURS - VENT SUR PIGNON

Résultats directs (pression en daN/m²)

Légende : Valeur Positive (+ ⊕) : Force dirigée de l'extérieur vers l'intérieur du bâtiment, Valeur Négative (- ⊖) : Force dirigée de l'intérieur vers l'extérieur du bâtiment



COEFFICIENT/EFFORT sur TOITURES - VENT SUR LONG PAN

Résultats directs (pression en daN/m²)

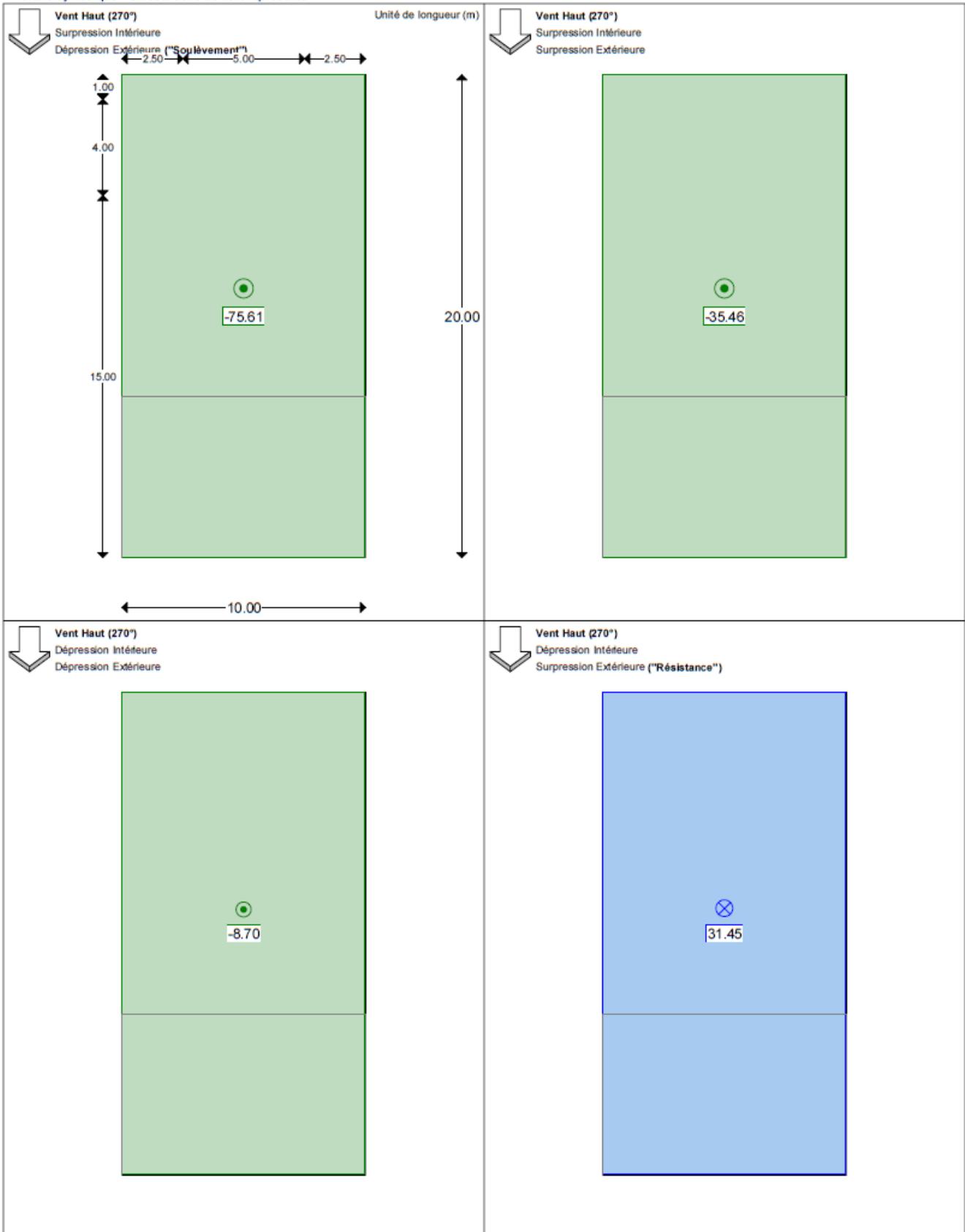
Légende : Valeur Positive (+ ⊗) : Force dirigée de l'extérieur vers l'intérieur du bâtiment, Valeur Négative (- ⊙) : Force dirigée de l'intérieur vers l'extérieur du bâtiment
Toiture symétrique - Un seul sens de vent représenté



COEFFICIENT/EFFORT sur TOITURES - VENT SUR PIGNON

Résultats directs (pression en daN/m²)

Légende : Valeur Positive (+ ⊗) : Force dirigée de l'extérieur vers l'intérieur du bâtiment, Valeur Négative (- ⊙) : Force dirigée de l'intérieur vers l'extérieur du bâtiment
 Toiture symétrique - Un seul sens de vent représenté



Résumé

La présente étude est le résultat de 5 mois de travail sur le thème de la construction en panneaux CLT en bois (Cross Laminated Timber) et le leur modélisation dans un logiciel de modélisation aux éléments finis.

La première approche, avant l'étude d'un bâtiment, a été celle de la modélisation d'un panneau seul pour comparer les résultats d'un logiciel de MEF avec les résultats obtenus par les calculs analytiques de la réglementation. A l'issue de ce travail préliminaire, il apparaît que les logiciels de dimensionnement « simples » des constructeurs ne suffisent pas pour les bâtiments complexes où l'interaction des panneaux les uns entre les autres n'est plus négligeable. Un logiciel de MEF est alors indispensable.

Ensuite, c'est l'étude d'un bâtiment R+5 qui a été au cœur de la réflexion. Les parois verticales et les planchers ont été modélisés en 3D sur le logiciel RFEM et dimensionnés à l'Eurocode 5. Le calcul a donc été fait en associant les résultats du logiciel de MEF et ceux des calculs imposés par la réglementation, reprise dans le logiciel constructeur.

Enfin, la simulation sismique 3D dans RFEM a permis de se pencher sur la question des assemblages, point essentiel de la construction bois. Les règles imposées par l'Eurocodes 8 ont été adoptées et les hypothèses de départ, engendrant des efforts sismiques important, ont mené au dimensionnement des assemblages de cisaillement et de soulèvement selon le principe de capacité, en créant des zones de dissipation.

Mots clés

- Construction Bois
- Panneaux lamellé croisé CLT
- Dimensionnement
- Eurocodes
- Immeuble R+5
- Modélisation aux éléments finis
- Assemblage
- Modélisation sismique
- Zones dissipatives